

# **Flüssigkeitsbehälter**

## **aus**

# **Hochleistungsbeton**

**Ein Ansatz zur stoffgerechten Bemessung von offenen Becken**

von

**Karl Stefan Dewald**

(aus Duisburg)

Dissertation zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur  
Genehmigt vom Fachbereich Bauwissenschaften, Fakultät Ingenieurwissenschaften  
der Universität Duisburg - Essen

Tag der mündlichen Prüfung: 05.10.2006

Vorsitzender: Prof. Dr. rer. nat. Dr.-Ing. habil. M. J. Setzer

Thema: Prof. Dr.-Ing. G. Iványi

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. R. Breitenbücher  
Prof. Dr.-Ing. W. Buschmeyer  
Prof. Dr. Ing. M. Schnellenbach-Held

---

|          |                                    |            |
|----------|------------------------------------|------------|
| <b>1</b> | <b>Einleitung</b>                  | <b>1.1</b> |
| 1.1      | Allgemeines                        | 1.1        |
| 1.2      | Problemstellung                    | 1.2        |
| 1.3      | Ziele und Arbeitsschritte          | 1.4        |
| <br>     |                                    |            |
| <b>2</b> | <b>Hochleistungsbeton</b>          | <b>2.1</b> |
| 2.1      | Allgemeines                        | 2.1        |
| 2.2      | Zemente                            | 2.3        |
| 2.3      | Zuschläge                          | 2.4        |
| 2.4      | Zusatzmittel                       | 2.5        |
| 2.5      | Zusatzstoffe                       | 2.6        |
| 2.5.1    | Silikastaub                        | 2.6        |
| 2.5.2    | Flugasche                          | 2.6        |
| 2.6      | Hydratation                        | 2.7        |
| 2.6.1    | Allgemeines                        | 2.7        |
| 2.6.2    | Hydratationswärme                  | 2.7        |
| 2.7      | Mechanische Feststoffeigenschaften | 2.14       |
| 2.7.1    | Druckfestigkeit                    | 2.14       |
| 2.7.2    | Zugfestigkeit                      | 2.16       |
| 2.7.3    | Elastizitätsmodul                  | 2.19       |
| 2.7.4    | Querdehnzahl                       | 2.21       |
| 2.8      | Viskoelastisches Materialverhalten | 2.21       |
| 2.8.1    | Allgemeines                        | 2.21       |
| 2.8.2    | Kriechen                           | 2.22       |
| 2.8.3    | Spannungsrelaxation                | 2.24       |
| 2.9      | Schwinden                          | 2.25       |

---

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 2.10     | Temperaturdehnzahl                                    | 2.27       |
| 2.11     | Dauerhaftigkeit                                       | 2.28       |
| 2.11.1   | Allgemeines   | 2.28       |
| 2.11.2   | Definition  | 2.28       |
| 2.11.3   | Porosität   | 2.29       |
| 2.11.4   | Betonstahlkorrosion durch Karbonatisierung            | 2.29       |
| 2.11.5   | Betonstahlkorrosion durch Chloridangriff              | 2.29       |
| 2.11.6   | Widerstand gegen Frostangriff; mit und ohne Taumittel | 2.30       |
| 2.11.7   | Widerstand gegen chemischen Angriff                   | 2.31       |
| 2.11.8   | Verschleißwiderstand                                  | 2.32       |
| <b>3</b> | <b>Flüssigkeitsbehälter aus Beton</b>                 | <b>3.1</b> |
| 3.1      | Allgemeines   | 3.1        |
| 3.2      | Bauweisen und Konstruktionsprinzipien                 | 3.1        |
| 3.2.1    | Übersicht   | 3.1        |
| 3.2.2    | Beckengeometrie                                       | 3.2        |
| 3.2.3    | Beckenelemente  | 3.4        |
| 3.3      | Einwirkungen  | 3.4        |
| 3.3.1    | Übersicht   | 3.4        |
| 3.4      | Lastunabhängige Einwirkungen                          | 3.7        |
| 3.4.1    | Allgemeines   | 3.7        |
| 3.4.2    | Temperatur  | 3.7        |
| 3.4.3    | Schwinden   | 3.12       |
| 3.5      | Beanspruchungen infolge von Verformungsbehinderungen  | 3.12       |
| 3.5.1    | Allgemeines   | 3.12       |
| 3.5.2    | Verformungsbehinderung                                | 3.13       |
| 3.5.3    | Zwangspannungen infolge von Hydratationswärme         | 3.16       |
| 3.6      | Grenzzustand der Tragfähigkeit                        | 3.19       |

---

|          |  |            |
|----------|--|------------|
| 3.7      | Dichtheit  | 3.19       |
| 3.7.1    | Allgemeines  | 3.19       |
| 3.7.2    | Wasserundurchlässigkeit des Betons   | 3.20       |
| 3.7.3    | Wasserdurchtritt durch Risse   | 3.21       |
| 3.7.4    | Normative Regelungen   | 3.24       |
| 3.8      | HPC im Behälterbau   | 3.27       |
| 3.8.1    | Vorzüge der Verwendung von HPC   | 3.27       |
| 3.8.2    | Nachteile bei der Verwendung von HPC   | 3.28       |
| 3.8.3    | Entwurfskonzept für offene Klärbecken aus HPC                                | 3.29       |
| 3.9      | Anwendungen  | 3.29       |
| 3.10     | Normative Regelungen   | 3.30       |
| <b>4</b> | <b>Experimentelle Untersuchungen</b>   | <b>4.1</b> |
| 4.1      | Zielsetzung  | 4.1        |
| 4.2      | Übersicht über die durchgeführten Versuche                                   | 4.1        |
| 4.3      | Versuchsbetone   | 4.3        |
| 4.3.1    | Allgemeines  | 4.3        |
| 4.3.2    | Zemente  | 4.3        |
| 4.3.3    | Gesteinskörnungen und Sieblinie  | 4.5        |
| 4.3.4    | Zusatzstoffe und Zusatzmittel  | 4.6        |
| 4.3.5    | Mischvorgang   | 4.7        |
| 4.3.6    | Mischungsentwürfe  | 4.7        |
| 4.3.7    | Frischbetoneigenschaften   | 4.8        |
| 4.4      | Versuche zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften und deren Entwicklung | 4.9        |
| 4.4.1    | Allgemeines  | 4.9        |
| 4.4.2    | Druckfestigkeit  | 4.9        |
| 4.4.3    | Spaltzugfestigkeit   | 4.10       |
| 4.4.4    | Elastizitätsmodul  | 4.11       |

---

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 4.5      | Versuche zur Ermittlung der Hydratationswärmeentwicklung                | 4.13       |
| 4.5.1    | Allgemeines   | 4.13       |
| 4.5.2    | Adiabatische Versuche   | 4.13       |
| 4.6      | Versuche zur Ermittlung von Zwangsspannungen                            | 4.15       |
| 4.6.1    | Allgemeines   | 4.15       |
| 4.6.2    | Technik der Temperatur - Spannungsversuche                              | 4.16       |
| 4.6.3    | Randbedingungen   | 4.19       |
| 4.6.4    | Versuchsdurchführung  | 4.19       |
| 4.6.5    | Auswertung und Darstellung der Versuchsergebnisse                       | 4.20       |
| 4.7      | Diskussion der Versuchsergebnisse                                       | 4.23       |
| 4.7.1    | Mischungsentwürfe   | 4.23       |
| 4.7.2    | Konformität zu den formulierten Erwartungen                             | 4.24       |
| 4.7.3    | Eignung für verformungsbehinderte Bauteile                              | 4.25       |
| 4.8      | Fazit   | 4.27       |
| <b>5</b> | <b>Numerische Betrachtungen zur Beurteilung von Rissrisikobereichen</b> | <b>5.1</b> |
| 5.1      | Zielsetzung   | 5.1        |
| 5.2      | Berechnungsgrundlagen   | 5.1        |
| 5.2.1    | Allgemeines   | 5.1        |
| 5.2.2    | Finite-Elemente-Berechnung  | 5.2        |
| 5.2.3    | Abbildung der Struktur  | 5.2        |
| 5.2.4    | Abbildung des Materials   | 5.4        |
| 5.2.5    | Abbildung der thermischen Randbedingungen                               | 5.6        |
| 5.3      | Umfang der Berechnungen   | 5.8        |
| 5.3.1    | Allgemeines   | 5.8        |
| 5.3.2    | Beckentyp   | 5.9        |
| 5.3.3    | Orientierung des betrachteten Wandabschnitts                            | 5.9        |
| 5.3.4    | Betrachtungszustände  | 5.10       |
| 5.3.5    | Behinderungsgrade   | 5.11       |
| 5.3.6    | Klimatische Randbedingungen   | 5.11       |

---

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 5.3.7    | Betone  | 5.12       |
| 5.4      | Rand- und Anfangsbedingungen                              | 5.12       |
| 5.4.1    | Beckentypen 1 und 2                                       | 5.12       |
| 5.4.2    | Betrachtungszeitraum                                      | 5.12       |
| 5.4.3    | Thermische Anfangs- und Übergangsbedingungen              | 5.13       |
| 5.4.4    | Meteorologische Randbedingungen                           | 5.17       |
| 5.4.5    | Medientemperaturen  | 5.17       |
| 5.4.6    | Berechnungspunkte   | 5.18       |
| 5.5      | Ergebnisse der numerischen Betrachtung                    | 5.19       |
| 5.5.1    | Allgemeines   | 5.19       |
| 5.5.2    | Einfluss der Orientierung des Bauteils                    | 5.20       |
| 5.5.3    | Zeitpunkt der Rissentstehung                              | 5.23       |
| 5.5.4    | Einfluss der Systemsteifigkeit                            | 5.26       |
| 5.5.5    | Einfluss der Betonzusammensetzung                         | 5.29       |
| 5.5.6    | Spannungsanalyse  | 5.35       |
| 5.6      | Rissrisikobereiche  | 5.38       |
| 5.7      | Zusammenfassung   | 5.41       |
| <b>6</b> | <b>Hinweise für die Praxis</b>                            | <b>6.1</b> |
| 6.1      | Allgemeines   | 6.1        |
| 6.2      | Berechnungsverfahren zur Begrenzung der Rissbreite        | 6.3        |
| 6.3      | Bemessungskonzept   | 6.5        |
| 6.4      | Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite an einem Beispiel | 6.6        |
| 6.4.1    | Randbedingungen   | 6.6        |
| 6.4.2    | Wirklichkeitsnahe Bemessung                               | 6.7        |
| 6.4.3    | Näherungsberechnung                                       | 6.9        |
| 6.4.4    | Vergleich   | 6.10       |
| 6.5      | Vergleich HPC-NSC   | 6.10       |

**7 Zusammenfassung und Ausblick 7.1****8 Literaturverzeichnis 8.1**

|          |                       |                         |
|----------|-----------------------|-------------------------|
| Anhang A | Anhänge zu Kapitel 4: | Versuchsprogramm        |
| Anhang B | Anhänge zu Kapitel 5: | Numerische Berechnungen |

# 1 Einleitung

## 1.1 Allgemeines

Die Fortentwicklung des heute als normalfest bezeichneten Betons durch den optimierten Einsatz von Betonzusatzstoffen und leistungsfähigen Verflüssigern führte im Verlauf der vergangenen 20 Jahre zu neuen Spezialbetonen (z. B. hochfeste, ultrahochfeste und selbstverdichtende Betone).

Hochfester Beton zeichnet sich wesentlich durch seine besonderen Festigkeitseigenschaften aus und weist als moderner Werkstoff erhebliches, weiteres Potential auf. Durch seine konsequente und innovative Weiterentwicklung sowie den aus zahlreichen Bauvorhaben der letzten Jahre gewonnenen Erfahrungen wurden dem Betonbau zahlreiche neue Anwendungsgebiete eröffnet. Diese wurden vor allem durch die Ausweitung der statisch-konstruktiver Möglichkeiten des neuen Baustoffs geprägt (z. B. [88], [105], [151], [201]). Unter Ausschöpfung des gesamten Spektrums der günstigen Eigenschaften von hochfesten Betonen lassen sich in weiteren Entwicklungsschritten stoffgerechte Lösungen für noch offene Problemstellungen des Betonbaus entwerfen (Hochleistungsbeton, international **H**igh **P**erformance **C**oncrete: HPC). So ermöglichen noch vorrangig vor den besonderen Festigkeitsmerkmalen die durch die besonders dichte Gefügestruktur von Hochleistungsbeton geprägten Eigenschaften

- verbesserte Dauerhaftigkeit und
- erhöhter Widerstand gegen das Eindringen von Flüssigkeiten

Anwendungen in hochbeanspruchten Bauteilen mit besonderen Ansprüchen an Dauerhaftigkeit und Dichtheit. Die Ausweitung des Einsatzgebietes von Hochleistungsbetonen auf Bereiche des Behälterbaus stellt hierbei eine mögliche konsequente Weiterentwicklung hinsichtlich vorhandener Potentiale des Baustoffs über verbesserte statisch-konstruktive Gesichtspunkte hinaus dar. Speziell der Bau von Flüssigkeitsbehältern erfordert aufgrund der nutzungsbedingt notwendigen Eigenschaft einer definierten Dichtheit leistungsfähige Baustoffe.

Beton als Behälterbaustoff muss in der Lage sein, sowohl die Tragfunktion als auch die Abdichtungsfunktion gegenüber anstehenden Flüssigkeiten und somit die Gebrauchstauglichkeit des Behälters sicherzustellen. Beton wird seit dem Zeitalter der Industrialisierung bei der Herstellung



von Stahlbeton- und Spannbetonbehältern verwendet. Die Entwicklung von Bauwerken der Wasser- und Abwasserwirtschaft ist seitdem eng mit den fortschreitenden Erkenntnissen und Verbesserungen auf dem Gebiet des Baustoffs Beton verknüpft [75], [181].

Insbesondere Flüssigkeitsbehälter in Abwasserbehandlungsanlagen stellen hinsichtlich einer bestimmungsgemäßen, wartungsarmen Nutzung besondere Ansprüche an Dichtheit und Dauerhaftigkeit des Baustoffs, da sie in die chemischen, biologischen, thermischen und mechanischen Prozessabläufe der Abwasserbehandlung eingebunden und in der Betriebsphase besonders starkem Angriff ausgesetzt sind. Ihnen kommt neben besonderer Umweltrelevanz auch eine herausragende volkswirtschaftliche Bedeutung zu.

Diesen besonderen Ansprüchen an Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit und einem verantwortungsbewussten Umgang mit Rohstoffen und der Umwelt können Planer und Entwerfende mit einer möglichst nachhaltigen Umsetzung zukünftiger Projekte begegnen. Durch einen stoff- und bauteilgerechten Einsatz moderner Baustoffe und die Entwicklung zugehöriger Konstruktionsprinzipien gilt es für die Zukunft Konzepte zu etablieren, die dieser Forderung gerecht werden.

Aus der Bandbreite der für die Abwasserbehandlung wesentlichen Behältertypen

- Vor-, Zwischen- und Nachklärbecken,
- Belebungsbecken und ggf. Tropfkörper sowie
- Eindicker und Faulbehälter

werden im Rahmen dieser Arbeit offene Klärbecken behandelt, die aufgrund ihre Nutzung und Bauweise hohe Beanspruchungen aus aggressiven Medien, freier Bewitterung, mechanischen Betriebseinrichtungen und besonderen Beanspruchungen in der Herstellungsphase ausgesetzt sind.

## 1.2 Problemstellung

Voraussetzung für ein funktionierendes Konzept zur Errichtung eines Flüssigkeitsbehälters ist die sinnvolle Kombination von Einzelmaßnahmen, wie z. B.:

- Baustoffe (Wahl des Behälterbetons),

- Formgebung und Konstruktion (Planung der Fugen und Durchdringungen)
- Bauteilabmessungen und Bewehrungsführung (Einbau des Betons und der Fugenabdichtungen),
- Berechnung und Bemessung (Begrenzung der Rissbreite),
- Herstellung und Überwachung (Planung von Bauablauf und Betonierabschnitten einschließlich Qualitätssicherung)

(u. a. [75], [167]). Langzeitstudien zeigen, dass konstruktions-, ausführungs- und baustoffbedingte Mängel schnell zu Schäden und damit verbundenen aufwendigen Instandsetzungsmaßnahmen führen können [77], [78]. Es sind deshalb bereits in der Planungs- und Entwurfsphase o. g. Einzelmaßnahmen zu beachten. Bisher konnten baustoffliche Defizite dauerhaft nur indirekt durch die Implementierung besonderer Zusatzmaßnahmen, wie beispielsweise Innenbeschichtungen oder übermäßig strenge Anforderungen an die Konstruktion kompensiert werden [75].

Für eine gesamtwirtschaftliche Optimierung der betrachteten Bauwerke sind die über die gesamte Nutzungsdauer kumulierten Kosten aus Herstellung, Betrieb und Erhaltung zu minimieren. Durch den stoff- und bauteilgerechten Einsatz leistungsfähiger Baustoffe können die Kostenfaktoren für Herstellung und Erhaltung in ein ausgewogenes Verhältnis zueinander gebracht und als Ganzes reduziert werden.

Mit zahlreichen Forschungsarbeiten zu stofflichen und betontechnologischen Fragestellungen sowie Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbetonen wurden bis zuletzt Grundlagen geschaffen, die eine Applikation von Hochleistungsbeton im Behälterbau zur Errichtung leistungsfähiger Bauwerke aus leistungsfähigen Materialien ermöglichen [88], [143], [151], [179].

Im Vordergrund bei der Anwendung von Hochleistungsbeton im Behälterbau stehen seine gegenüber herkömmlichen Betonen stark verbesserten Dauerhaftigkeits- und Dichtheitseigenschaften. Diesen eindeutigen Vorteilen stehen jedoch gewichtige Nachteile entgegen: Höhere Hydratationswärmeentwicklung, ausgeprägtes chemisches Schwinden und geringe Relaxations- und Kriechneigung können die günstigen Eigenschaften durch unkontrollierte Rissbildung in verformungsbehinderten Bauteilen gefährden. Diesen Nachteilen kann durch eine wärmetechnisch optimierte, baustellengerechte Betonzusammensetzung und durch stoff- und bauteilgerechte Entwurfsmethoden begegnet werden.

### 1.3 Ziele und Arbeitsschritte

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, ein Entwurfskonzept für eine erfolgreiche Anwendung von Hochleistungsbeton in offenen Behältern der Abwasserbehandlung zu entwickeln, welches die Vorteile von Hochleistungsbeton nutzbar und zugleich die damit verbundenen Risiken kalkulierbar und beherrschbar macht. Dazu ist der aktuelle Stand der Baustofftechnologie von Hochleistungsbeton zu erfassen und in seinen Einzelheiten auf Überschneidungen mit den Anforderungen des vorgesehenen Anwendungsbereichs zu überprüfen. Gleichmaßen müssen bestehende bauteilspezifische Auslegungsverfahren hinsichtlich einer wirtschaftlich sinnvollen Übertragbarkeit auf den Hochleistungsbeton diskutiert werden. Diesem Ziel dienen im Einzelnen folgende Arbeitsschritte:

#### *Mischungsfindung und Optimierung des Baustoffs*

Mit dem Ziel Betonzusammensetzungen für Hochleistungsbetone zu entwerfen, die auf die speziellen Belange des Behälterbaus zugeschnitten sind, müssen vor allem wärmetechnisch optimierte Rezepturen für verformungsbehinderte Bauteile entwickelt und hinsichtlich ihrer stofflichen Eignung erfasst und optimiert werden. Die Charakterisierung dieser speziell für den Behälterbau geeigneten Betonzusammensetzungen erfolgt in einem umfangreichen Versuchsprogramm durch die Erfassung der:

- mechanischen Eigenschaften,
- thermischen Eigenschaften,
- viskoelastischen Materialeigenschaften.

#### *Erkennen von Rissrisikobereichen durch wirklichkeitsnahe Analysen*

Für die Ermittlung von Rissrisikobereichen in der Behälterwand werden Berechnungen durchgeführt, die durch eine möglichst realitätsnahe Abbildung der Belastungen und der Materialeigenschaften bzw. deren Entwicklung gekennzeichnet sind. Untersucht werden alle maßgebenden Zustände unter unterschiedlichen Einwirkungsszenarien. Angestrebt wird eine Abgrenzung von Bereichen mit quantifizierbarem Rissrisiko, auf das eine bereichsweise Auslegung der Wandlängsbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite erfolgen kann.

*Entwicklung von Entwurfs- und Ausführungsgrundsätzen*

Als Empfehlung für den zukünftigen Einsatz von Hochleistungsbeton im Behälterbau sollen die Anforderungen des Hochleistungsbetons hinsichtlich wirtschaftlicher und die Dauerhaftigkeit betreffende Aspekte unter Einbeziehung moderner Berechnungsverfahren für konventionelle Auslegungsansätze adaptiert werden. Im Rahmen einer abschließenden Beispielrechnung sollen die gewonnenen Erkenntnisse umgesetzt werden und eine vergleichende Betrachtungen des erforderlichen Bewehrungsbedarfs zur Begrenzung der Rissbreite von offenen Behältern der Abwasserbehandlung aus konventionellem Beton einerseits und Hochleistungsbeton andererseits erfolgen.

## 2 Hochleistungsbeton

### 2.1 Allgemeines

Betone mit Zylinderdruckfestigkeiten von mehr als 60 N/mm<sup>2</sup> wurden 1990 im CEB-FIB Sachstandsbericht „High-Strength Concrete“ (HSC) als „hochfest“ bezeichnet [33]. Die hier behandelten Betone entsprechen dieser Definition.

Der moderne Industrie- und Ingenieurbau ist durch die Forderung nach großen Stützweiten, die eine flexible und nachhaltige Gebäudenutzung ermöglichen, geringen Rohbaukosten und hoher Ausführungsqualität geprägt. Die Entwicklung und der Einsatz von Betonen mit Festigkeiten, welche die üblicher Baustellenbetone überschreiten, vergrößert die konstruktiven Möglichkeiten und wird den Forderungen nach anspruchsvollen Betonkonstruktionen gerecht [62], [63], [88], [151].

Mit der Einführung der neuen Normengeneration DIN 1045 [120] / DIN EN 206 [131] werden seit 2001 hochfeste Normalbetone der Festigkeitsklassen C55/C67 bis C100/115 sowie hochfeste gefügedichte Leichtbetone LC55/60 bis LC80/88 in Deutschland normativ erfasst. In Österreich gilt bereits seit 1998 die ÖNORM B 5017: „Hochleistungsbeton im Siedlungswasserbau (HL-SW-Beton), Herstellung, Verwendung und Gütenachweis“ [135], siehe auch [139].

HSC weist neben seiner hohen Druckfestigkeit eine Vielzahl weiterer günstiger Eigenschaften auf. So folgen u.a. aus dem sich verändert darstellenden Betongefüge eine erhöhte Dauerhaftigkeit des Baustoffs, ein vergrößerter Verschleißwiderstand sowie eine geringere Karbonatisierungstiefe und eine verminderte Permeabilität. Wegen der Vielschichtigkeit der zusätzlich zur Festigkeit verbesserten Eigenschaften wird nicht mehr nur von hochfestem Beton (HSC) sondern vielmehr von Hochleistungsbetonen (HPC) gesprochen. Ein Einsatz ist deswegen nicht nur in Bereichen sinnvoll, in denen hohe Festigkeiten die Verwendung dieser Betone attraktiv macht, sondern auch dort, wo andere Eigenschaften eine Verbesserung des Gebrauchsverhaltens und der Dauerhaftigkeit des Bauteils sicherstellen. In Tabelle 2.1 sind die Charakteristika von HSC und HPC gegenübergestellt.

Tabelle 2.1: Hochfester Beton und Hochleistungsbeton

|                        | <b>Hochfester Beton</b>  | <b>Hochleistungsbeton</b>   |
|------------------------|--|---|
| Definition             | Druckfestigkeiten über 65 N/mm <sup>2</sup><br>Betone ab C55/67 mit $f_{ck,cube} = 67$ N/mm <sup>2</sup> | Betone für spezielle Nutzungsanforderungen, z. B.: <ul style="list-style-type: none"> <li>- wasserundurchlässige Bauteile</li> <li>- bes. Widerstand gegen chemischen Angriff</li> <li>- bes. Widerstand gegen physikalischen und mechanischen Angriff</li> </ul> |
| Primärer Einsatzzweck  | erhöhte Tragfähigkeit  | erhöhte Dauerhaftigkeit   |
| maßgebende Eigenschaft | hohe Festigkeit  | dichtes Gefüge  |

Die erhöhte Leistungsfähigkeit von HPC basiert auf der Reduktion des Wasserzementwertes auf Werte von 0,20 bis 0,35 [150] und der Weiterentwicklung des Betons vom Drei- zum Mehrstoffsystem. Leistungsfähige Fließmittel erreichen bei niedrigem Wassergehalt gute Frischbetoneigenschaften und kornpackungsoptimierende Mikrofüller verbessern die Gefügestruktur der Matrix [88], [136], [151], [171], [191].

In Bild 2.1 sind die Einflussfaktoren auf Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbetonen in einer Übersicht zusammengestellt.

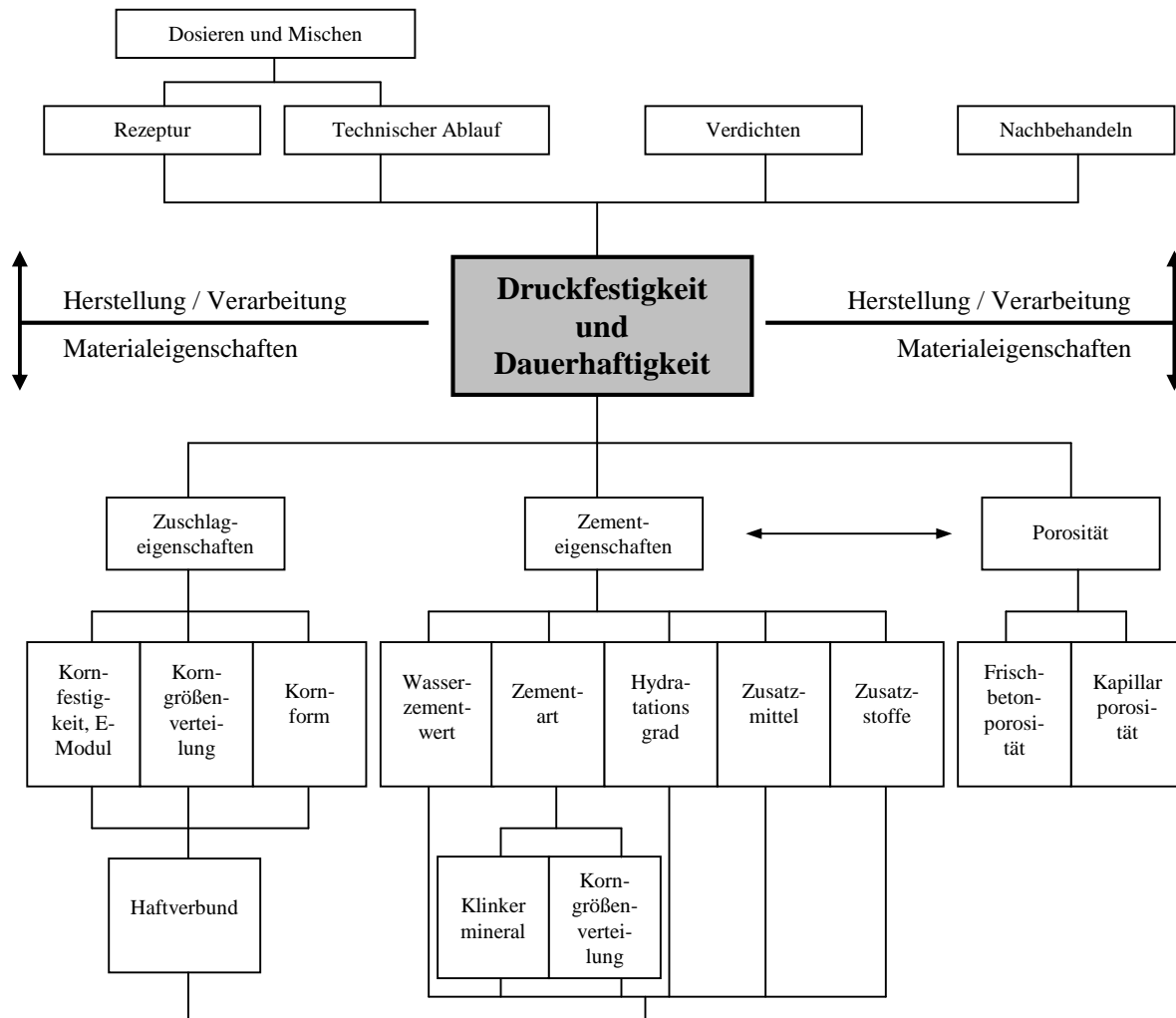


Bild 2.1: Haupteinflüsse auf die Druckfestigkeit und Dauerhaftigkeit hochfester Betone ([151])

Grundlegende Erkenntnisse zum allgemein anerkannten Stand der Technik von Hochleistungsbeton finden sich u. a. in [38], [56], [62], [63], [88], [123], [142], [149], [150], [179] bzw. in der dort angegebene Literatur.

## 2.2 Zemente

Für die Herstellung von HPC können grundsätzlich alle Standardzemente eingesetzt werden [88], [151], [191]. Die Eignung des jeweiligen Zements für seine Verwendung in einem HPC hängt jedoch von den Anforderungen ab, die an den Baustoff gestellt werden. Entsprechend der bisherigen Bedeutung der Endfestigkeit und der Festigkeitsentwicklung für die Bauindustrie wird als der am häufigsten eingesetzte Zement in [88] und [151] ein CEM I 42,5 R angegeben. Stehen eine wärmetechnische Optimierung während der Hydratationsphase und ein gemäßiger Erhärtungsverlaufs mit erhöhter Nacherhärtung im Focus der Mischungsfindung, kommen Portlandkomposit- und Hochofenzemente zur Anwendung [21], [88], [151]. Nach statistischen Angabe

und Prognosen der Zementindustrie gewinnen Hochofenzemente in den letzten Jahren deutlich an Bedeutung [40].

Ergebnisse von *Bergner* [21] und *Lang* [94] sowie eigene Versuche (s. Kapitel 5) zeigen, dass mit Hochofenzementen in Hochleistungsbetonen ähnliche 28-Tage Festigkeiten zu erreichen sind wie mit reinen Portlandzementen. Die Festigkeitsentwicklung bis zu diesem Zeitpunkt und auch danach unterscheidet sich allerdings deutlich. Bild 2.2 stellt beispielhaft die zu erwartende Festigkeitsentwicklung zweier HPC mit einem w/z-Wert von 0,3 unter Verwendung eines CEM I 42,5R und eines CEM III A 32,5 N gegenüber [134].

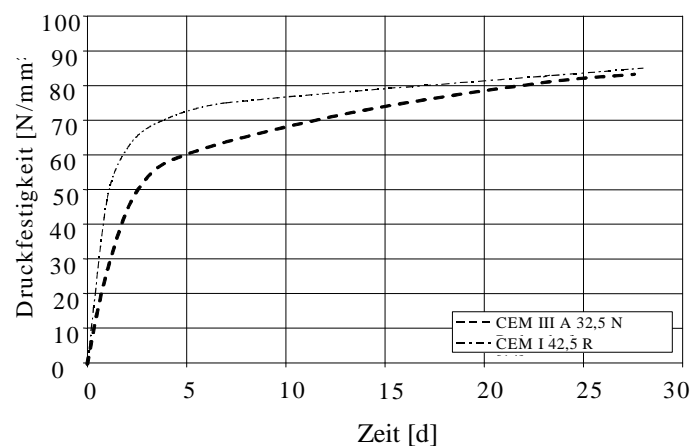


Bild 2.2: Druckfestigkeitsentwicklung für HPC mit unterschiedlichen Zementen

*Lang* zeigt, dass Hochofenzemente in Abstimmung mit den erwarteten Zielvorgaben bezüglich Endfestigkeit und Festigkeitsentwicklung uneingeschränkt für Hochleistungsbeton nutzbar sind. Er weist auf die deutlich verbesserte Dichtheit des Gefüges und auf die somit zu erwartende verbesserte Dauerhaftigkeit der Gesamtkonstruktion hin [94]. Auch *Ludwig* bescheinigt in [102] Betonen mit Hochofenzementen eine verbesserte Dauerhaftigkeit.

Neben Festigkeits- und Hydratationswärmeentwicklung wird auch das Kriech- und Schwindverhalten des Betons durch die Verwendung unterschiedlicher Zementarten beeinflusst (s. Kapitel 2.7.4) [98], [172].

### 2.3 Zuschläge

Den Eigenschaften der Zuschläge kommt bei HPC eine höhere Bedeutung für das Gesamtsystem Beton zu als bei NSC. Neben den mechanischen Eigenschaften sind Kornform, Oberflächenbe-



schaffenheit, Korngrößenverteilung und chemische Zusammensetzung wichtige Kenngrößen für die Auswahl der Zuschläge [33], [88], [150], [151], [171], [185].

Für die Herstellung von Beton mit Druckfestigkeiten bis zu 90 N/mm<sup>2</sup> können natürliche Kiese ohne besondere Anforderungen verwendet werden. Bedingt durch die lokalen Vorkommen und dem Streben nach einem günstigen, leicht herzustellenden HPC mit Festigkeiten von bis zu 90 N/mm<sup>2</sup> werden im Rahmen dieser Arbeit übliche Rheinkiese verwendet. Sie müssen mindestens den Anforderungen der DIN EN 12620 genügen. Die Sieblinie sollte nach *König* und *Richter* [88], [151] zwischen den Regelsieblinien A und B nach DIN 1045-2 [120] liegen, wobei begleitet durch Eignungsprüfungen genauere Einstellungen sinnvoll sein können. Der Feinstanteil des Sandes sollte zur Reduzierung des Wasseranspruchs möglichst gering gehalten werden und die Vorgaben der DAfStb-Richtlinie für hochfeste Betone erfüllen [38].

## 2.4 Zusatzmittel

Ohne leistungsfähige Fließmittel ist eine baustellengerechte Herstellung von Betonen mit dem für HPC charakteristischen niedrigen äquivalenten w/z-Wert unmöglich. Die in Deutschland zugelassenen Fließmittel müssen der DIN EN 934 entsprechen. Über die Wirkungsweise von verflüssigenden Betonzusatzmitteln und die Regelung der Konsistenz von Beton durch Fließmittel haben *Thielen*, *Spanka* und *Grube* sowie *Aïtcin*, *Jolicoeur* und *MacGregor* umfassende Untersuchungen durchgeführt [6], [182], [183].

*Lang* stellt für HPC mit Hochofenzementen eine Verzögerung der Hydratation mit einer daraus resultierenden verzögerten Hydratationswärmefreisetzung fest [93], [94]. Je niedriger die charakteristische Hydratationswärmeentwicklung des betrachteten Zements ist, desto stärker ist der Verzögerungseffekt durch die Fließmittelzugabe. Die größte Verzögerung ergab sich in Kombination mit Fließmitteln auf Basis von Calciumligninsulfonaten, siehe auch [88].

Eigene hier nicht dargestellte Versuche zur Mischungsfindung bestätigen jedoch die bereits in der Literatur dokumentierte Abhängigkeit zwischen Wirkungsgrad des Fließmittels und verwendeter Zementart sowie den Einfluss auf die Entwicklung der Feststoffeigenschaften (u. a. [93], [94]).

## 2.5 Zusatzstoffe

### 2.5.1 Silikastaub

Der charakteristische Unterschied von HPC zu konventionellem Beton ergibt sich neben dem niedrigen w/z-Wert durch die Beimischung von feinen Zusatzstoffen. Seit den 1980er Jahren können durch die Zugabe von Silikastäuben Druckfestigkeiten von mehr als 100 N/mm<sup>2</sup> zielsicher erreicht werden [151]. Silikastaub ist entweder ein industrielles Nebenprodukt, das bei der Silizium- oder Ferrosiliziumherstellung anfällt oder kann synthetisch aus amorphen Kieselsäuren hergestellt werden. Wirkungsweise und Auswirkungen auf Frisch- und Festbeton lassen sich u. a. in [7], [21], [45], [53], [63], [88], [89], [106], [135], [145], [151], [154], [191] entnehmen.

### 2.5.2 Flugasche

Der wesentliche Anteil der heute in der Baustoffindustrie eingesetzten Steinkohleflugasche wird bei der Herstellung von normalfesten Betonen (international **N**ormal **S**trength **C**oncrete: NSC) verwendet [8], [9]. Sie nehmen Einfluss auf Festigkeit und Gefügestruktur, tragen aber auf Grund von Partikelgröße und Materialzusammensetzung im Verhältnis weniger zur Druckfestigkeitserhöhung und Gefügeverbesserung bei [136], [194].

Für eine gemeinsame Verwendung von Flugasche und Silika sind besondere Einschränkungen zu beachten [152]. Zweckmäßig kann die Zugabe von Flugasche in Kombination mit Silikastaub sein, wenn folgende Ziele erreicht werden sollen [151]:

- Beeinflussung der Hydratationswärmeentwicklung
- Verlangsamung der Frühfestigkeitsentwicklung
- Minderung der Rissgefahr durch Selbstaustrocknung im jungen Alter
- Erhöhung der Nacherhärtung
- Kosteneinsparung

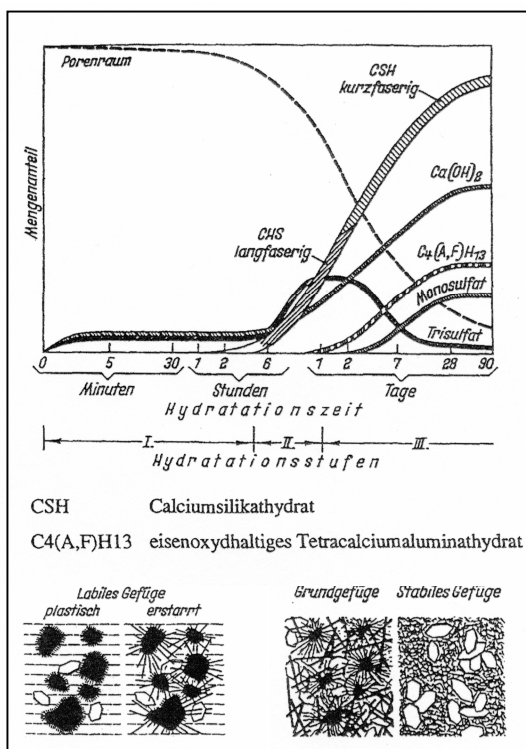
In neueren Überlegungen werden Flugaschen auch zur Verbesserung des Schwindverhaltens von Betonen eingesetzt, indem durch ihre Zugabe die Menge des „schwindverursachenden“ Zements reduziert wird [41].

## 2.6 Hydratation

### 2.6.1 Allgemeines

Die Erstarrungs- und Erhärtungsmechanismen während der Hydratation von HPC unterscheiden sich nicht grundsätzlich von denen eines NSC. Wegen des niedrigen  $w/z_{eq}$  - Wertes liegt der erreichbare Hydratationsgrad  $\alpha$  jedoch z. T. deutlich unter denen von NSC.

Nach *Locher* kann der Hydratationsverlauf in drei charakteristische Phasen unterteilt werden, deren Dauer und Intensität für die Entwicklung der mechanischen und viskoelastischen Eigenschaften sowie der freiwerdenden Hydrationswärme von Bedeutung sind. Diese in Bild 2.3 für NSC dargestellten Mechanismen lassen sich auf HPC übertragen.



#### Phase I: Dauer: bis ca. 4 - 6 h nach Wasserzugabe

Es bilden sich in den ersten Minuten nach der Wasserzugabe in einer heftigen aber kurzen Reaktion geringe Mengen an Calciumhydroxid ( $Ca(OH)_2$ ) und Trisulfat (Ettringit). In der daran anschließenden Ruheperiode finden zunächst keine chemischen Reaktionen mehr statt. In Folge von Umkristallisation beginnen lediglich die feinen Nadeln des auf der Oberfläche des Calciumaluminats entstandenen Trisulfats zu wachsen. Sie verbinden die einzelnen Zementpartikel untereinander - der Zementleim beginnt anzusteuern.

#### Phase II: Dauer: von ca. 4 - 6 h bis 1 d nach Wasserzugabe

Einhergehend mit der Bildung weiteren Trisulfats schreitet die Erstarrung des Zementleims weiter fort. Parallel dazu hydratisieren nun auch die Calciumsilikate. Die dabei entstehenden langfaserigen CSH-Kristalle verfestigen zunehmend das Gefüge (Erhärtung) indem sie die wassergefüllten Räume zwischen den Zementkörnern überbrücken.

#### Phase III: Dauer: ab 1 d nach Wasserzugabe

In die noch existierenden Porenräume wachsen kurzfasrige CSH- sowie  $C_4(A,F)H_{13}$ -Kristalle hinein. Dabei wird das Gefüge weiter verdichtet und die Festigkeit des sich bildenden Zementsteins erhöht. Bei der nun fortschreitenden CSH-Kristallisation bildet sich zunehmend hexagonales Calciumhydroxid ( $Ca(OH)_2$ ) jedoch ohne weitere Festigkeitszuwächse. Das Trisulfat wandelt sich langsam in Monosulfat um.

Bild 2.3: Bildung der Hydratationsprodukte nach *Locher et al.* [98]

### 2.6.2 Hydrationswärme

Wie die Festigkeitsentwicklung ist die Wärmeentwicklung des Betons abhängig von den Mengenverhältnissen der Klinkerphasenanteile im verwendeten Klinker, von der Mahlfeinheit des Zements, von der Betonzusammensetzung des Betons und von den Randbedingungen während der Hydrationsphase [157], [170]. *Mindess und Young* [110] beschreiben den kalorimetrischen

Verlauf der Hydratation in den in Bild 2.4 dargestellten fünf Stufen. Grundlage für die dargestellte Entwicklung ist die Wärmeentwicklung der beiden dafür maßgebenden Klinkerphasen  $C_3S$  und  $C_3A$ .

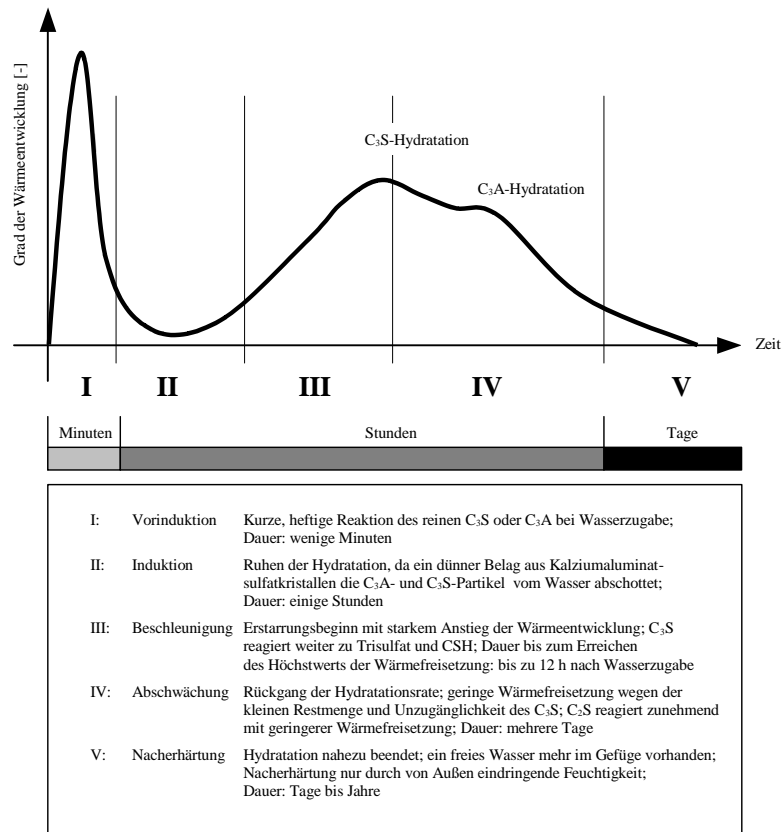


Bild 2.4: Hydratationswärmeentwicklung nach *Mindess* und *Young* [110]

## Zemente

Als wesentlicher Einflussfaktor für die freigesetzte Hydratationswärme sind Zementart und -menge zu nennen [151], [157], [170], [191]. Typische zu erwartende Hydratationswärmemengen  $Q_z$  [J/g] für unterschiedliche Zementarten sind in Tabelle 2.2 aufgelistet:

Tabelle 2.2: Typische Hydratationswärmemengen  $Q_z$  für unterschiedliche Zementarten [191]

| Zementart                | Hydratationswärme<br>$Q_z$ [J/g] |
|--------------------------|----------------------------------|
| Portlandzement           | 375 bis 525                      |
| Hochofenzement           | 355 bis 440                      |
| Portlandpuzzolanzement   | 315 bis 420                      |
| Portlandölschieferzement | 360 bis 480                      |

Durch die Beimischung latentlydraulischer (Hüttensande, Puzzolane) oder organischer (Ölschiefer) Anteile ist die freisetzbare Hydratationswärmemenge von Hochofen-, Portlandpuzzolan-, und Portlandölschieferzementen niedriger als die eines reinen Portlandzements. Je nach Phasenverteilung im verwendeten Klinker können sich auch innerhalb gleicher Zementarten Unterschiede in der freisetzbaren Hydratationswärmemenge ergeben. Durch die Kenntnis der Mengenanteile und des Verhaltens der Klinkerphasen sowie durch die Beimischung latentlydraulischer Zusätze können Zemente mit definierter Wärmetönung gezielt hergestellt werden [93], [157].

Von großem Einfluss auf die Geschwindigkeit der Wärmefreisetzung ist die Mahlfeinheit des Zements [157], [170]. Je feiner dieser ist, desto größer ist die reaktive Oberfläche des Materials und desto schneller kann der Hydratationsprozess mit der einhergehenden Wärmefreisetzung ablaufen. In Bild 2.5 ist exemplarisch der Streubereich eines CEM III B 32,5-NW-HS-NA dargestellt, der sich aus variierender Mahlfeinheit, variierenden Hüttensandgehalten und variierender Klinkerzusammensetzung ergeben kann.

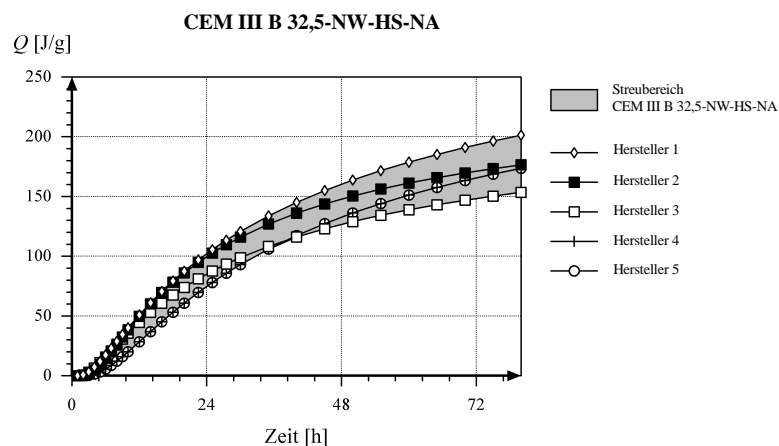


Bild 2.5: Streuung der Hydratationswärmeentwicklung eines CEM III B 32,5-NW-HS-NA [27]

### Wirksames Betonalter

Der Hydratationsprozess wird, wie viele andere chemische Prozesse auch, durch hohe Temperaturen beschleunigt und durch niedrige Temperaturen verzögert. Neben der maßgebenden Beeinflussung des Hydratationsprozesses durch die Frischbetontemperatur spielt die Lagerungstemperatur während dieser Phase ebenfalls eine entscheidende Rolle. Versuche von *Bergner* [21], *König* [88] und *Richter* [151] zeigen die Abhängigkeit der Frühfestigkeitsentwicklung hochfester Betone von der Lagerungstemperatur während der Hydratationsphase und bestätigen die bereits

von NSC bekannten Zusammenhänge zwischen Lagerungstemperatur und Festigkeitsentwicklung qualitativ.

Zusätzlich zu äußeren Temperatureinflüssen bedingt die Hydrationswärme eine innere Erwärmung des Bauteils und wirkt somit selbstbeschleunigend auf die Erhärtung. Um eine einheitliche, temperaturunabhängige Aussage über die zeitliche Entwicklung der Betoneigenschaften machen zu können, wurde eine fiktive Zeitgröße, das wirksame Betonalter  $t_{ef}$  bzw. der Begriff der Reife eingeführt. Wirksames Betonalter oder Reife sind eine Funktion der Erhärtungsdauer und Temperatur. Durch eine von der tatsächlichen Temperatur abhängige Umrechnungsfunktion wird die reale Zeitachse so verzerrt, dass der abgebildete temperaturbereinigte Verlauf der Hydratation dem Hydrationsfortschritt unter isothermen Normbedingungen ( $\vartheta = 20\text{ °C}$ ) entspricht. *König* kommt explizit zu dem Schluss, dass sich, gestützt auf Versuche bezüglich der Reifebetrachtungen hochfester Betone, keine grundsätzlichen Unterschiede zu normalfesten Betonen ergeben [88].

Eine einfache und gebräuchliche Funktion zur Ermittlung des wirksamen Betonalters stellt der Ansatz von *Saul* und *Nurse*, vgl. DIN 4227 [126] dar.

$$t_{ef} = \int_0^{t_1} \frac{\vartheta(t) + 10}{30} dt \quad (2.1)$$

mit:

$\vartheta(t)$ : Temperatur zum Zeitpunkt  $t$  [°C]

Für Temperaturbereiche über 25°C wird ein linearer Ansatz der selbstbeschleunigenden Prozessentwicklung nicht mehr ausreichend gerecht. Hier ist der auf der *Arrhenius*-Funktion basierende Ansatz nach *Hansen* und *Pedersen* [59], [131] genauer.

$$t_{ef} = \int_0^{t_1} \exp \left[ \frac{E_A}{R} \cdot \left( \frac{1}{293} - \frac{1}{273 + \vartheta(t)} \right) \right] dt \quad (2.2)$$

mit:

$E_A$  Aktivierungsenergie [J/mol]

$R$  universelle Gaskonstante,

$R=8,314$  [J/(mol·K)]

Die Aktivierungsenergie ist hierbei ein Kennwert für den verwendeten Zement und die Prozess-temperatur. Im Allgemeinen wird für Portlandzemente angesetzt:

$$\frac{E_A}{R} = 4030 \text{ [K]} \quad \text{für } \vartheta \geq 20 \text{ °C} \quad (2.3)$$

$$\frac{E_A}{R} = 4030 + 177 \cdot (20 - \vartheta) \text{ [K]} \quad \text{für } \vartheta < 20 \text{ °C} \quad (2.4)$$

Bei hüttensandhaltigen Zementen ist eine höhere Aktivierungsenergie erforderlich.  $E_A$  muss hierzu für den jeweiligen Zement durch Versuche explizit bestimmt werden [58]. *Hintzen* [67] schlägt für einen Hochofenzement CEM III/A folgenden Ansatz vor:

$$\frac{E_A}{R} = 5100 \text{ [K]} \quad (2.5)$$

Eine weitere Abbildung des exponentiellen Anstiegs der Reaktionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur stellt *Bergner* in [21] mit der CEMIJ-Methode nach *de Vree* speziell für die Beschreibung des Reifeverlaufs hochfester Betone dar. Durchgängig anwendbar für Temperaturen auch unter 20°C ordnet sie sich zwischen *Saul/Nurse* und *Hansen/ Pedersen* ein (vgl. Bild 2.6). Für die Anwendung der gewichteten Reife nach *de Vree* ist ebenfalls ein zementspezifischer, von der Aktivierungsenergie abhängiger Kennwert „C“, zu ermitteln. Der C- Wert ist für jeden Zement gesondert zu ermitteln; *Bergner* gibt diesen C-Wert für einen Portlandzement mit  $C = 1,3$  an [21].

$$t_{ef} = \int_0^{t_1} 10 \cdot \frac{C^{(0,1 \cdot \vartheta(t) - 1,245)} - C^{-2,245}}{\ln C} dt \quad (2.6)$$

mit:

$\vartheta(t)$  Temperatur zum Zeitpunkt  $t$  [°C]

C Zementspezifischer Kennwert

$C = 1,3$  für CEM I [21]

Bild 2.6 stellt für die oben beschriebenen Ansätze die Zeitverzerrungsfaktoren  $f = t_{ef}/t$  in Abhängigkeit der Prozesstemperatur dar:

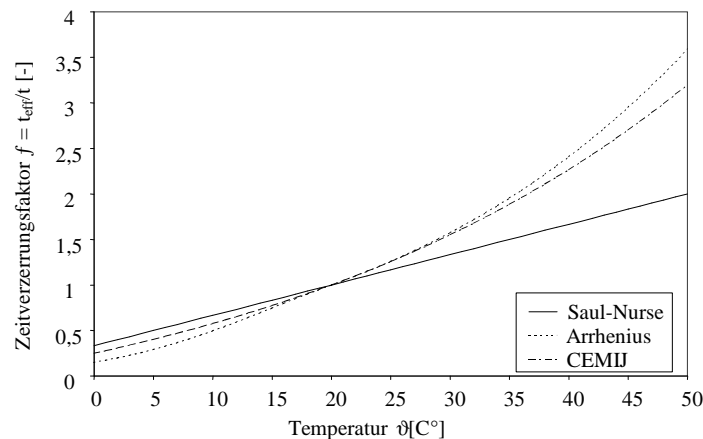


Bild 2.6: Vergleich der Reifeentwicklung: Saul-Nurse; Arrhenius; CEMIJ-Methode

### Hydrationswärmeentwicklung des HPC

Als wesentlicher Unterschied zu NSC beeinflusst der niedrige  $w/z_{eq}$ -Wert auch die Hydrationswärmeentwicklung maßgeblich [21], [170]. Bei äquivalenten Wasserzementwerten von unter 0,4 findet auf Grund des begrenzten Wasserangebots keine vollständige Hydratation des Zements im Beton statt, so dass die Wärmeenthalpie des Zements nur begrenzt freigesetzt werden kann [21], [157]. Demgegenüber stehen die hohen Zementgehalte von 400 - 475 kg/m<sup>3</sup> [63], die bei normalfesten Betonen mit vollständiger Hydratation zu hohen freigesetzten Wärmemengen führen würden.

Die Ermittlung der Gesamtmenge der freigesetzten Hydrationswärme eines HPC kann über die Zementmenge, die spezifische Hydrationswärme des Zements und den Hydrationsgrad erfolgen:

$$\text{für NSC gilt: } Q_c = z \cdot Q_z \text{ [J/m}^3\text{]} \quad (2.7)$$

mit:

$Q_c$  spezifische Hydrationswärme des Zements [J/g]

$z$  Zementgehalt [kg/m<sup>3</sup>]



für HPC gilt:  $Q_c = \alpha \cdot z \cdot Q_z$  [J/m<sup>3</sup>] (2.8)

mit:

$Q_c$  spezifische Hydratationswärme des Zements [J/g]

$z$  Zementgehalt [kg/m<sup>3</sup>]

$\alpha$  Hydratationsgrad [-]

Für numerische Temperaturanalysen ist neben der abgegebenen Gesamtwärmemenge auch der Verlauf der Hydratationswärmeentwicklung von großer baupraktischer Bedeutung. In der Literatur wird eine Reihe von Ansätzen zu dessen analytischer Ermittlung angegeben. *Jonasson* gibt in [80] mit

$$T(t_{ef}) = T_0 + Q_\infty(\alpha_\infty) \cdot \exp \left[ a \cdot \ln \left( 1 + \frac{t_{ef}}{e} \right)^b \right] \cdot (\gamma_c \cdot c)^{(-1)} \quad (2.9)$$

eine gute Näherung für den Verlauf der Temperaturentwicklung infolge Hydratationswärme an.

Der Approximationsansatz nach *Wesche* [197] bildet die Temperaturerhöhung über das wirksame Betonalter qualitativ gut ab.

$$T(t_{ef}) = T_0 + Q_\infty(\alpha_\infty) \cdot \exp \left[ - \left( \frac{a}{t_{ef}} \right)^b \right] \cdot (\gamma_c \cdot c)^{(-1)} \quad (2.10)$$

mit:

$T(t_{ef})$ : bis  $t_{ef}$  erreichte Temperatur [°C]

$T_0$ : Frischbetontemperatur [°C]

$Q_\infty(\alpha_\infty)$ : theoretischer Endwert der freigesetzten  
Wärmemenge [kJ/m<sup>3</sup>] für  $\alpha_\infty$

$\alpha_\infty$ : max. erreichbarer Hydratationsgrad [-]

$\gamma_c$ : Betonrohddichte i. M. [kg/m<sup>3</sup>]

$c$ : spez. Wärmekapazität  $c = 0,278$  [Wh/kgK]

$a, b, e$ : Formparameter [-]

Eine exakte Ermittlung des Temperaturverlaufs durch Laborversuche stellt hier jedoch die allgemein anerkannt sicherste Methode dar. Neben isothermer und teiladiabatischer Kalorimetrie ist die adiabatische Kalorimetrie [119], [170], [192] zur experimentellen Bestimmung der zu erwartenden Wärmeentwicklung einer definierten Betonrezeptur sehr gut geeignet. Zur Implementierung von Hydratationswärmeverläufen in weiterführende Berechnungen wird für die numerische Temperaturanalyse nach *Wesche* die Bestimmung der Formparameter  $a$  und  $b$  durch Anpassung an experimentell ermittelte Hydratationswärmeverläufe durchgeführt [3]. Bild 2.7 stellt einen in eigenen Versuchen experimentell ermittelten und einen mit dem Ansatz von *Wesche* approximierten adiabatischen Temperaturverlauf eines HPC vergleichend gegenüber. (HPC mit CEM III A 32,5 N [Hersteller-Kennung: 12];  $w/z_{eq} = 0,3$ ;  $s = 10$  M.-% von  $z$ ,  $T_0 = 20^\circ\text{C}$ )

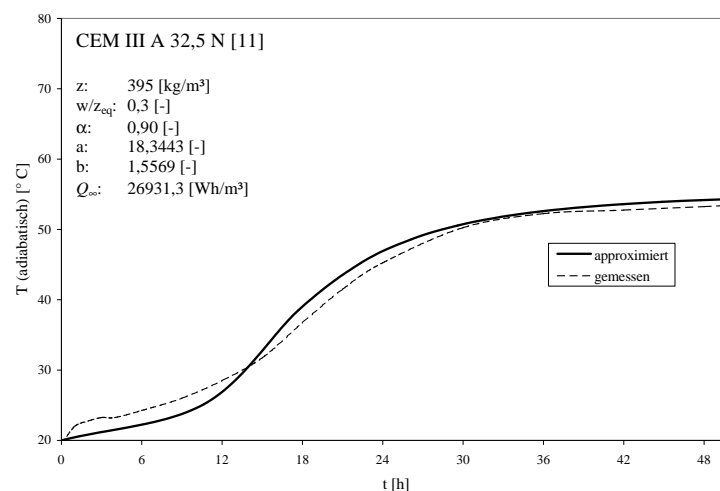


Bild 2.7: Vergleich von gemessenem und nach *Wesche* approximiertem adiabatischem Temperaturverlauf für einen CEM III A 32,5 N

## 2.7 Mechanische Feststoffeigenschaften

### 2.7.1 Druckfestigkeit

Der für HPC charakteristische Festigkeitszuwachs ergibt sich im Wesentlichen aus der zusätzlichen puzzolanen Reaktion des Silikas, des durch die Feinstäube verbesserten Korngerüsts und der Verstärkung der Kontaktfuge zwischen Zuschlagkorn und Matrix sowie der Abstimmung der in Bild 2.1 dargestellten festigkeitssteigernden Einflüsse [21], [88], [150], [151]. Für Betrachtungen am jungen Beton ist die Erfassung und rechnerische Abbildung des zeitlichen Verlaufs der Druckfestigkeit von maßgebender Bedeutung, da sie zum einen eine wesentliche Kennzeichnungsgröße des Materials ist und zum anderen als Grundlage für die Bestimmung weiterer, rechnerisch an sie geknüpfter mechanischer Eigenschaften dient.

### Entwicklung der Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeitsentwicklung ist neben dem  $w/z_{eq}$  –Wert als direkt mit dem Fortschreiten der Hydratation gekoppelter Betoneigenschaft gleichermaßen von Zementart, Erhärtingsbedingungen bzw. Reife und der Nachbehandlung abhängig. Entsprechend der in Kapitel 2.6.2 dargestellten Zusammenhänge zwischen Zementtyp und Hydratationsverlauf entwickelt sich bei HPC mit Hochofenzementen die Druckfestigkeit ebenfalls langsamer als bei Verwendung reiner Portlandzemente. Die latent hydraulischen Hüttensande reagieren wie der Silikastaub zeitlich versetzt erst angeregt durch das bei der Hydratation des Klinkers entstehende Calciumhydroxid. Der Hüttensand trägt erst nach einigen Tagen Anteile zur Festigkeit bei [21], [88], [151], [154], [157], [191].

Entsprechend der Abhängigkeit der Festigkeits- und Verformungseigenschaften vom Hydratationsgrad des Zements im Beton  $\alpha$ , beschreiben *Rostásy* und *Onken* [160] basierend auf dem Ansatz von *Laube* [95] deren zeitliche Entwicklung. Berücksichtigt werden hierbei nur die Festigkeitsanteile, die sich durch die Hydratation des Zements ergeben. Dies führt bei Betrachtung der Druckfestigkeitsentwicklung vor Einsetzen der latenthyaualischen Reaktionen aus Silikastaub oder Flugasche zu ausreichend genauen Ergebnissen bei der Beschreibung der Druckfestigkeit:

$$f_c(\alpha) = f_{cl} \cdot \left[ \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (2.11)$$

mit:

- $f_c$       Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]
- $f_{cl}$       Grundwert der Druckfestigkeit, durch Regression von  
Versuchswerten zu bestimmen [N/mm<sup>2</sup>]
- $\alpha$       Hydratationsgrad des Zements;  $\alpha_0 \leq \alpha \leq 1$
- $\alpha_0$       Hydratationsgrad beim Ansteifen, durch Regression von  
Versuchswerten zu bestimmen

Nach CEB-FIB Model Code 1990 [134] kann die Druckfestigkeitsentwicklung einfacher, allerdings ohne Berücksichtigung einiger beeinflussender Faktoren, wie z. B. Nachbehandlung, Umgebungsbedingungen und zusätzliche festigkeitssteigernde Einflüsse durch die Verwendung von Zusatzstoffen anhand der folgenden Gleichung durch eine Altersfunktion abgeschätzt werden.

Bei der Verwendung von Standard- Zementen in normalfesten Betonen sind kalibrierende Versuche nicht erforderlich. Bei Betrachtungen an hochfesten Betonen zur Berücksichtigung der zusätzlichen Festigkeitsanteile aus latent hydraulisch – und damit zeitlich versetzt - reagierendenn Zusatzstoffen, bringen kalibrierende Versuche mit Einsetzen der Zusatzreaktionen in diesen Bereichen genauere Ergebnisse.

$$f_c(t_{ef}) = f_c \cdot \beta_{cc}(t_{ef}) \quad (2.12)$$

worin

$$\beta_{cc}(t_{ef}) = e^{s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t_{ef}} \right)^{0.5} \right]} \quad (2.13)$$

mit:

|              |   |
|--------------|---|
| $\beta_{cc}$ | Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Druckfestigkeit |
| $f_c$        | Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm <sup>2</sup> ]             |
| $t_{ef}$     | wirksames Betonalter [d]  |
| $s$          | Faktor zur Berücksichtigung der Zementart [134]                             |

### 2.7.2 Zugfestigkeit

Die im Allgemeinen als einaxiale zentrische ermittelte Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , steigt wegen der bei steigender Druckfestigkeit zunehmenden Versprödung unterproportional zur Druckfestigkeit an [149], [160].

Auf Grund der für den üblichen Betonbau untergeordneten Bedeutung der Zugfestigkeit greifen gültige Ansätze zur Beschreibung der Zugfestigkeit auf die einfach zu ermittelnde und den Baustoff maßgeblich charakterisierende Materialkenngröße „Druckfestigkeit“ zurück. In Anbetracht bestehender mechanischer Zusammenhänge zwischen den druckfestigkeitsbestimmenden Parametern und der zugehörigen Zugfestigkeit sind Aussagen, die von Druck- auf Zugfestigkeit schließen, nicht nur statistisch belegbar, sondern auch mechanisch begründbar.

Bisher bekante Ansätze zur Bestimmung der Zugfestigkeit können für Betone mit hohen Druckfestigkeiten (> 60 N/mm<sup>2</sup>) nicht mehr angewendet werden. So schätzen auf einem Vorschlag von

*Heilmann* basierende Ansätze (vgl. Gl. 2.14) die Zugfestigkeit für Betone mit Druckfestigkeiten oberhalb von 60 N/mm<sup>2</sup> zu hoch ab. Der im Model Code 1990 [134] verwendete Ansatz (vgl. Gl. 2.15) führt für Betone mit charakteristischen Druckfestigkeiten über 80 N/mm<sup>2</sup> ebenfalls zu einer Überschätzung der Zugfestigkeit [149], [151]. Vor allem *Remmel* hat umfassende Untersuchungen zum Zugtragverhalten hochfester Betone durchgeführt [149]. Seine Ansätze werden in der weiterführenden Literatur aufgenommen und bestätigt [21], [37], [64], [88], [94], [151], [199].

Der nach *Remmel* entwickelte Zusammenhang zwischen Zug- und Druckfestigkeit wird durch einen logarithmischen Ansatz beschrieben, der sich in den unteren Festigkeitsklassen in bekannte Ansätze einordnen lässt und in Bereichen höherer Druckfestigkeit auf neue Versuchsergebnisse stützt (vgl. Gl. 2.16) [149].

$$\text{Ansatz nach Heilmann} \quad f_{ctm} = 0,24 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.14)$$

$$\text{Ansatz nach MC 90} \quad f_{ctm} = 1,40 \cdot \left( \frac{f_{ck}}{10} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.15)$$

$$\text{Ansatz nach Remmel} \quad f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (2.16)$$

### Entwicklung der Zugfestigkeit

Genaue Werte für die Entwicklung der Zugfestigkeit sind nur durch Versuche, die die Betonzusammensetzung, die Bauteilabmessung und die Umgebungsbedingungen berücksichtigen, zu ermitteln. Für Abschätzungen werden die Zusammenhänge zwischen Druck- und Zugfestigkeit herangezogen und die zeitabhängige Zugfestigkeit analog der Druckfestigkeitsentwicklung beschrieben. *Onken* und *Rostásy* stellen eine Altersfunktion  $\beta_{ct}$  vor, die auf Überlegungen von *Rüsch / Jungwirth* und *Henning* beruht [160]. Danach gilt:

$$f_{ct}(t_{ef}) = \left( \beta_{cc}(t_{ef}) \right)^{\frac{2}{3}} \cdot f_{ct} \quad (2.17)$$

mit:

$\beta_{cc}$     Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der  
Druckfestigkeit

$f_{ct}$     zentrische Betonzugfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$t_{ef}$     wirksames Betonalter [d]

*Bergner* gibt in Heft 482 DAfStb [21] Zeitbeiwerte  $k_{z,t}$  für die Zugfestigkeitsermittlung von NSC mit Portlandzementen (PZ 45F und PZ 55) an, die anhand von Versuchsreihen ermittelt wurden. Eine Zusammenführung der Erkenntnisse von *Rommel*, *Onken* / *Rostásy* und *Bergner*, sowie die Auswertung eigener durchgeführter zentrischer Zugversuche lassen die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit - abhängig von der 28-Tage Druckfestigkeit - wie folgt beschreiben:

$$f_{ct}(t_{ef}) = e^{\frac{s}{3} \left[ 1 - \left( \frac{28}{t_{ef}} \right)^{0.5} \right]} \cdot 2,12 \cdot \ln \left( 1 + \frac{f_c}{10} \right) \quad (2.18)$$

mit

$f_c$  Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$t_{ef}$  wirksames Betonalter [d]

$s$  Faktor zur Berücksichtigung der Zementart

In Bild 2.8 sind die von *Onken* und *Rostásy* in [160] für einen Beton mit mehr als 360 kg/m<sup>3</sup> PZ 35 F - Zement angegebenen  $k_{z,t}$  - Werte, die von *Bergner* in [21] für einen B85 Hochleistungsbeton mit einem PZ 45 F - Zement ermittelten  $k_{z,t}$  - Werte und der nach Gleichung 2.18 berechnete Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung für einen Hochleistungsbeton ( $f_c = 85$  N/mm<sup>2</sup>) mit einem schnell erhärtenden Zement ( $s = 0,20$ ) gegenübergestellt. Die Werte stimmen sehr gut überein.

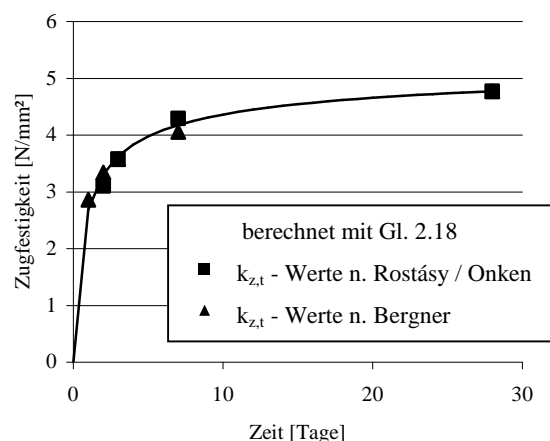


Bild 2.8: Zugfestigkeitsentwicklung eines HPC mit schnell erhärtendem Zement

### 2.7.3 Elastizitätsmodul

Der E-Modul wird maßgeblich durch die Zementsteineigenschaften und die Zuschlagart beeinflusst und nimmt unterproportional mit ansteigender Druckfestigkeit des Betons zu [13], [88], [151]. Einfache Ansätze zur Ermittlung der elastischen Eigenschaften von Beton legen die Eigenschaften seiner Stoffkomponenten zugrunde und berechnen anhand von Regressionsformeln den E-Modul am Zweistoffgemisch [104], [196]. Moderne Ansätze berücksichtigen die Vielschichtigkeit der Einflüsse auf den E-Modul des Betons. Neben dem E-Modul von Gesteinskörnung und Zementstein finden die volumetrische Verteilung der Komponenten, der Haftverbund zwischen Zuschlag und Zement sowie die Kornform und -verteilung Berücksichtigung [7], [85], [163], [165], [202].

Gerade für die Anwendung auf HPC sind die bestehenden Modelle zu überprüfen, da hier die Steifigkeitsverhältnisse von Zuschlag und Zementstein gegenüber NSC deutlich verschoben sind und der verbesserten Verbundzone ein größerer Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit zukommt. Jüngste Modelle bilden neben Zementstein und Zuschlag auch die Verbundzone in ihrer Dicke und ihren Einfluss auf die Zementsteinsteifigkeit ab. Sie sind jedoch wegen der gegenwärtig versuchstechnisch noch schwierig zu bestimmenden Modellkennwerte nur für Parameterstudien geeignet [46], [202].

Empirische Ansätze, die den E-Modul an die Druckfestigkeit koppeln können als ausreichend genaue Näherung herangezogen werden. Für vollständig erhärtenden Beton mit quarzitischem Zuschlag formulieren DIN 1045 [77, Teil 1] und EC2 [131] einen druckfestigkeitsabhängigen Ansatz für den mittleren E-Modul  $E_{cm}$  als Sekantenmodul:

$$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (2.19)$$

mit

$f_{ck}$  charakteristische Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

Der Model Code 90 [134] berücksichtigt über Korrekturbeiwerte den Einfluss der Gesteinskörnung und gibt folgenden Ansatz für den Ursprungstangentenmodul  $E_c$  an:

$$E_c = \alpha_E \cdot E_\infty \cdot \left( \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{1/3} \quad (2.20)$$

mit

$f_{cm}$  mittlere Zylinderdruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{cm0}$  10 [N/mm<sup>2</sup>]

$E_\infty$  Grundwert des E-Moduls: 21500 [N/m<sup>2</sup>]

$\alpha_E$  zuschlagsabhängiger Beiwert

### *Entwicklung des E-Moduls*

Model Code 90 [134] gibt für die rechnerische Abbildung der E-Modulentwicklung wie auch bei der Druck- und Zugfestigkeitsentwicklung einen Zeitbeiwert  $\beta_E$  an.

$$E_c(t) = \beta_E(t_{ef}) \cdot E_c \quad (2.21)$$

mit:

$E_c$  E-Modul des Betons im Alter von 28 Tagen

$\beta_E$  Beiwert zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls,

$$\beta_E(t_{ef}) = \left( \beta_{cc}(t_{ef}) \right)^{1/2}$$

$\beta_{cc}$  Zeitbeiwert nach Gleichung (2.13)

Die berechneten zeitlichen Verläufe von Druckfestigkeits-, Zugfestigkeits- und E-Modulentwicklung, wie sie unter Abschnitt 2.7.1 bis 2.7.3 vorgestellt wurden und im Weiteren verwendet werden, sind für einen Hochofenzement in Bild 2.9 dargestellt.



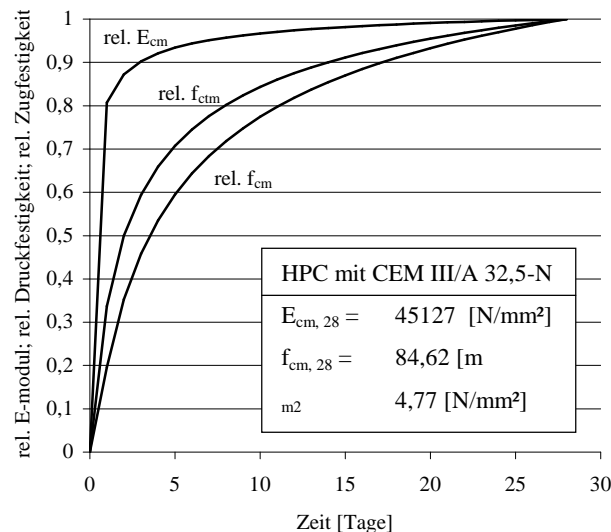


Bild 2.9: Vergleich der zeitlichen Entwicklung von E-Modul, Druckfestigkeit und Zugfestigkeit eines HPC mit CEM III/A-32,5

#### 2.7.4 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl ist analog zum E-Modul abhängig von den Querdehnfähigkeiten der einzelnen Stoffkomponenten und deren Zusammenhalt. Allgemein liegt sie unabhängig von der Druckfestigkeit zwischen 0,14 und 0,26 [88], [151]. *Lohmeyer* gibt in [101] eine Möglichkeit zur Abschätzung der Querdehnzahl über den w/z-Wert, die Querdehnzahl des Zementsteins und die Gesteinsart an. Für quarzitische Zuschläge kann im Mittel die Querdehnzahl für HPC ausreichend genau mit 0,2 angenommen werden [88], [151]. Genaue Untersuchungen zur Entwicklung der Querdehnzahl von HPC über die Zeit liegen nicht vor.

### 2.8 Viskoelastisches Materialverhalten

#### 2.8.1 Allgemeines

Die viskoelastischen Verformungen des jungen Betons sind im Gegensatz zu den rein elastischen zeitabhängig und können ein Vielfaches von ihnen betragen [24], [64]. Sie hängen physikalisch mit den Eigenschaften des Zementsteins zusammen und sind dort überwiegend durch die Umlagerung und Verdunstung von nicht gebundenem Wasser und - unter Zugbeanspruchung - durch Gleitvorgänge zwischen Gelpartikeln und Mikrorissbildung beeinflusst. Je poröser der Zementstein ist, desto ausgeprägter sind die zu erwartenden sog. Kriech- bzw. Relaxationsvorgänge [27], [58], [71], [116], [141], [154], [161], [193].

Insbesondere bei Beanspruchungen im jungen Alter, nach Erstarrungsbeginn, ist das viskoelastische Verhalten von Beton stark ausgeprägt und wirkt sich deutlich auf die entstehenden Spannungen und Dehnungen aus. Theoretische Modellansätze zur Beschreibung von Kriechen und Relaxation, wie sie z. B. *Rinder* in [154] und *Hamfler* in [58] zusammenstellen, müssen durch empirische Modelle gerade für den jungen Beton ergänzt werden.

### 2.8.2 Kriechen

Beim Kriechen treten reversible und irreversible Verformungen auf. Der Anteil der Kriechdehnung  $\varepsilon_{cc}$  an der Gesamtdéhnung des Betons  $\varepsilon_c$  wird dementsprechend in einen reversiblen verzögert-elastischen Anteil  $\varepsilon_{cd}$  und einen als Fließen bezeichneten irreversiblen Anteil  $\varepsilon_{cf}$  unterteilt. Der Anteil des Fließens ist der größere an den Gesamtkriechverformungen und kann wiederum in weitere Komponenten unterschieden werden: Grundkriechen  $\varepsilon_{ccb}$  als unabhängig vom Feuchtegehalt vorhandene Kriechneigung und Trocknungskriechen  $\varepsilon_{ccd}$  als unter austrocknenden Randbedingungen zum Grundkriechen hinzukommender Kriechanteil. Die in Versuchen an HPC zu beobachtenden geringen Kriechverformungen sind im Wesentlichen auf eine Reduzierung des Trocknungskriechens zurückzuführen - der dichte Zementstein behindert besonders diesen Kriechanteil. Bei HPC werden die Endwerte für die Kriechzahlen schneller erreicht [64], [72], [97], [151], [171], [172].

Unter konstanter Spannung lautet die mathematische Beschreibung der zeitabhängigen Gesamtdéhnung  $\varepsilon_c$ :

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \underbrace{\varepsilon_{ci}(t_0)}_{\text{elastische Déhnung}} + \underbrace{\varepsilon_{ci}(t_0) \cdot \varphi(t, t_0)}_{\text{Kriechdehnung}} + \underbrace{\varepsilon_{cs}(t)}_{\text{Schwinddehnung}} + \underbrace{\varepsilon_{ct}(t)}_{\text{Temperaturdehnung}} \quad (2.22)$$

mit dem Kriechdehnungsanteil:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{ci}(t_0) \cdot \varphi(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (2.23)$$

mit:

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ : elastische Déhnung bei Belastungsbeginn ( $t_0$ )

$t$ : Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt

$t_0$ : Belastungsbeginn

$E_c(t_0)$ : Elastizitätsmodul (Tangentenmodul) bei Belastungsbeginn

Die belastungsabhängige Gesamtdehnung  $\varepsilon_c$  zum Zeitpunkt  $t$  kann bezogen auf die Anfangsspannung bei Belastungsbeginn  $t_0$  ausgedrückt werden:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot J(t, t_0) \quad (2.24)$$

mit:

$E_c(t_0)$ : Elastizitätsmodul (Tangentenmodul) bei Belastungsbeginn

$J(t, t_0)$ : Nachgiebigkeits- oder Kriechfunktion zur Beschreibung der Gesamtdehnung unter konstanter Spannung

Die Modellansätze zur Bestimmung der Kriechfunktion  $J(t, t_0)$  werden in [113] vorgestellt und diskutiert. Die Formulierung der Kriechfunktion in der Normung greift auf einen Produktansatz zurück, da hiermit das größte Parameterspektrum abgedeckt werden und das Kriechverhalten von HPC abgebildet werden kann [66]. Die analytischen Zusammenhänge für die Bestimmung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens  $\varphi(t, t_0)$  sind [37] zu entnehmen. Die dort angegebenen analytischen Beziehungen können für hohe Belastungsdauern ( $(t - t_0) \rightarrow \infty$ ) ausgewertet werden und stellen dann normenkonforme Endkriechzahlen  $\varphi(\infty, t_0)$  dar [37], [120].

Versuche von *Schrage* und *Springenschmid* zum Kriechen und Schwinden hochfester Betone zeigten für Betone mit Hochofenzementen ein höheres Kriechvermögen als für Betone mit Portlandzement [172]. Die Ergebnisse dieser Untersuchung spiegeln sich auch in den analytisch ermittelten Kriechverläufen wider, indem der betrachtete Zementtyp über Parameter berücksichtigt werden kann. Für HPCs mit langsam erhärtenden Zementen ergeben sich auch analytisch größere Kriechvermögen.

Die genaue Erfassung des Kriechens von jungen Betons ist von besonderem Interesse, wenn durch Hydratationswärme und Verformungsbehinderung entstehende Spannungen auf den erhärtenden Beton wirken und die Rissgefährdung beurteilt werden muss. Während oben beschriebene Ansätze vor allem das Kriechverhalten des erhärteten Betons adäquat abbilden, zeigen durchgeführte Untersuchungen am jungen Beton [57], [95], dass diese Ansätze in der Erhärtungsphase hingegen das reale Verhalten nur unscharf beschreiben [64], [103]. Speziell für Betrachtungen des jungen Betons führte *Laube* [95] Zugkriech- und Relaxationsversuche durch und entwickelte aufbauend auf *Wittmann* empirische Ansätze für die Kriechzahl.

$$\varphi(t, t_0) = a \cdot \left( \frac{t - t_0}{t_k} \right)^b \quad (2.25)$$

mit:

$t_k$  : zeitliche Bezugsgröße,  $t_k = 1[\text{h}]$

Für die Parameter  $a$  und  $b$  gibt *Laube* bilineare auf den Hydratationsgrad zum Zeitpunkt des Belastungsbeginns bezogene Ansätze vor:

$$a = a_1 + a_2 \cdot \alpha(t_0) \quad (2.26)$$

$$b = b_1 + b_2 \cdot \alpha(t_0) \quad (2.27)$$

Die Modellparameter  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  wurden von *Laube* in [123] und von *Gutsch* in [57] jeweils experimentell bestimmt:

$$\begin{aligned} \text{Laube:} \quad & a = 0,34 - 0,37 \cdot \alpha(t_0) \\ & b = 0,55 - 0,48 \cdot \alpha(t_0) \end{aligned} \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned} \text{Gutsch:} \quad & a = 0,3316 - 0,2909 \cdot \alpha(t_0) \\ & b = 0,2614 + 0,1475 \cdot \alpha(t_0) \end{aligned} \quad (2.29)$$

*Henneke* vergleicht in [64] die Ansätze aus der aktuellen Normenregelung mit den speziellen Ansätzen von *Laube* und *Gutsch* und weist durch Modellrechnungen nach, dass die viskoelastischen Eigenschaften in gleicher Qualität erfasst werden können - auch für erhärtenden jungen Hochleistungsbeton. Aufgrund der größeren Erfahrungsbasis rät er dazu, die normativen Ansätze für rechnerische Untersuchungen zu bevorzugen.

### 2.8.3 Spannungsrelaxation

Kriechverhalten und Spannungsrelaxation basieren auf den gleichen physikalischen Grundlagen. Für einfache Relaxationsvorgänge, die nicht durch eine zusätzliche Verzerrungsänderung beeinflusst werden, stellt die Relaxationsfunktion  $\Psi(t, t_0)$  einen Zusammenhang zwischen der verbleibenden Restspannung  $\sigma_c(t)$  und der Ausgangsspannung  $\sigma_c(t_0)$  her:

$$\sigma_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot \Psi(t, t_0) \quad (2.30)$$

Für eine rechnerische Erfassung des Relaxationsvermögens wird üblicherweise das Kriechverhalten eines Betons herangezogen, da dessen versuchstechnische Erfassung vergleichsweise einfach ist. [14] enthält eine Übersicht über diesbezüglich anwendbare Verfahren.

Nach *Trost* [189] kann der Alterungsbeiwert vereinfachend mit  $\rho = 0,8$  angenommen werden. Der Gültigkeitsbereich dieser Beziehung gilt für ältere Betone, bei denen zufrieden stellende Ergebnisse damit erzielt werden konnten. Für die Beschreibung des Relaxationsvermögens junger Betone wird von *Henning*  $\rho = 1,0$  empfohlen [65]. *Gutsch* gibt unter Berücksichtigung des Hydratationsgrads  $\alpha$  einen bilinearen Ansatz zur Bestimmung der Alterungsfunktion an:

$$\rho(\alpha) = 0,55 + 0,6 \cdot \alpha \leq 1,0 \quad (2.31)$$

Für das Relaxationsverhalten junger Betone liefern direkte Relaxationsversuche die genauesten Ergebnisse.

## 2.9 Schwinden

Schwinden ist eine durch eine Änderung des Wasserhaushalts hervorgerufene lastunabhängige Volumenverringerung des Betons. Das Gesamtschwindmaß setzt sich aus unterschiedlichen Anteilen zusammen. So werden je nach Entstehungszeitpunkt und Ursache folgende Schwindarten unterschieden:

- **Kapillarschwinden** (Frühschwinden, plastisches Schwinden) siehe z. B. [5], [27], [64].  
Wegen der oberflächennahen Konzentration und dem sehr frühen Auftreten (Frischbeton) dieser Art der Schwindverkürzungen sind die Auswirkungen des Kapillarschwindens bei der Betrachtung des Gesamtschwindmaßes  $\varepsilon_s$  von HPC vernachlässigbar [151]. Durch oberflächennah entstehende bleibende Risse können die Auswirkungen des Kapillarschwindens jedoch die Dauerhaftigkeit gefährden.
- **Carbonatisierungsschwinden** verursacht durch Carbonatisierung ist ein sehr langsam ablaufender Prozess, der speziell bei HPC durch den niedrigen äquivalenten w/z-Wert und den geringen Restanteil an für den Vorgang notwendigem Calciumhydroxid noch weiter verlangsamt wird bzw. gar nicht mehr stattfindet [27], [64], [144], [155].

- **Trocknungsschwinden** hervorgerufen durch den Feuchteausgleich des Betons mit der ihn umgebenden Atmosphäre findet bei HPC in nur sehr geringem Maße über die Oberfläche statt, da zum einen kaum ungebundenes Wasser im Beton verbleibt und zum anderen, die für den Feuchtetransport maßgebende Kapillarporen kaum vorhanden sind [8], [9], [27], [64], [144], [155].
- **Chemisches Schwinden** führt bei Betonen mit w/z-Werten unter 0,5 zu einer Abnahme der relativen Feuchte im Bauteilinneren mit der Folge, dass sich in den bei der Hydratation entstehenden Poren durch Selbst austrocknung ein Unterdruck aufbaut. Die daraus resultierende äußere Volumenabnahme, wird als autogenes Schwinden bezeichnet. Bei HPC ist das autogene Schwinden der Anteil des chemischen Schwindens, der die Volumenabnahme maßgeblich in ihrer Größe bestimmt [10], [74], [88], [151]. Versuche haben gezeigt, dass bereits unmittelbar nach dem Ansteifen messbare Volumenänderungen feststellbar waren, so dass autogenes Schwinden bei jungem Beton einen sehr großen Einfluss auf das Entstehen von Zwangsspannungen hat. Maßgebende Versuche zum autogenen Schwinden von HPC wurden von *Alonso* am VDZ-Forschungsinstitut der Zementindustrie durchgeführt u. a. in [10]. Die Größe der chemischen Schwindverformungen ist neben dem w/z-Wert im Weiteren vom C<sub>3</sub>A-Gehalt des verwendeten Zements, von der Frischbetontemperatur und den bei der Hydratation entstehenden Temperaturen abhängig [8], [9], [10], [21], [27], [64], [144], [155].

Grundsätzlich kann für HPC mit Hochofenzementen von größeren Schwindverkürzungen ausgegangen werden. Der Anteil des autogenen Schwindens bei Vergleichen von auf HOZ mit denen auf PZ basierenden HPC gleicher Festigkeitsklassen ist nur geringfügig unterschiedlich. *Alonso* zeigt dies in [10]. *Lang* gibt in [94] an, dass der Anteil des autogenen Schwindens bei der Verwendung von HOZ wegen des nachlaufenden Hydratationsfortschritts sogar niedriger sei als bei HPC mit PZ. *Schrage* und *Springenschmid* stellen in [172] jedoch ein fast doppelt so großes Gesamtschwindmaß für HPC unter Verwendung von HOZ fest. Vergleichende Versuche - entsprechend den Empfehlungen des DAfStb - ergaben nach *Lang* geringere Gesamtschwindmaße für HPC mit HOZ [94]. Sowohl *Lang* [94] als auch *Springenschmid* und *Fleischer* [49], [50] geben an, dass das Schwindverhalten neben der verwendeten Zementart wesentlich von Mahlfeinheit, Betonzusammensetzung (Silika-Anteil), Klinkerzusammensetzung und Umgebungsbedingungen abhängt. Insgesamt kann festgestellt werden, dass die rechnerisch zu ermittelnden Schwindver-

kürzungen als eine gute Grundlage für sichere Berechnungen dienen. Für eine genaue Charakterisierung des Schwindverhaltens sind Schwindversuche im Sinne des DAfStb erforderlich.

## 2.10 Temperaturdehnzahl

Die Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  ist wesentlich durch die verwendete Zuschlagart und den Feuchtegehalt des Betons bestimmt [3], [27], [157]. Eine zeitliche Entwicklung der Temperaturdehnzahl findet so gut wie nicht statt. Zwar verändert sich  $\alpha_T$  bei Frischbeton altersabhängig mit der Menge des noch nicht gebundenen Wassers, erreicht aber schon mit Beginn der Erstarrung seinen endgültigen Wert [2].

Bei HPC ist selbst diese nur schwach ausgeprägte Altersabhängigkeit wegen des niedrigen freien Wassergehalts im Frischbeton kaum vorhanden. Insgesamt erwirken jedoch die Veränderungen in der Matrix eine höhere Temperaturdehnzahl des trockenen Zementsteins von ca.  $1,5 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$  auf ca.  $2,0 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$  [60]. Die Auswirkungen auf die Temperaturdehnzahl des Betons sind gering, da die Haupteinflüsse primär die Eigenschaften des Zuschlags und die Betonfeuchte sind. Nach Richter [151] können die für NSC gegebenen Temperaturdehnzahlen auch für HPC angewendet werden, wonach sich Werte ergeben, die je nach Betonzusammensetzung zwischen  $0,6 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$  und  $1,2 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$  liegen [69]. DIN 1045 [77, Teil1] und EC2 [131] erlauben für die Ermittlung von Schnittgrößen und Verformungen den Ansatz einer Temperaturdehnzahl von  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$ . In Abhängigkeit des Zementgehalts und der Gesteinsart können differenziertere Werte für  $\alpha_T$  Tabelle 2.7 entnommen werden:

Tabelle 2.7: Temperaturdehnzahlen für unterschiedliche Betonsorten [43]

| Betonzuschlag   | Feuchtigkeitszustand bei Prüfung | Wärmedehnzahl $\alpha_T$ in $10^{-6} \cdot \text{K}^{-1}$ von Beton mit einem Zementgehalt von $[\text{kg}/\text{m}^3]$ |      |      |
|---|----------------------------------|---|------|------|
|   |                                  | 200   | 300  | 400  |
| Quarzgestein  | wassergesättigt                  | 11,6  | 11,6 | 11,6 |
|   | lufttrocken                      | 12,7  | 13,0 | 13,4 |
| Quarzsand und -kies                                     | wassergesättigt                  | 11,1  | 11,1 | 11,2 |
|   | lufttrocken                      | 12,2  | 12,6 | 13,0 |
| Granit, Gneis, Liparit                                  | wassergesättigt                  | 7,9   | 8,1  | 8,3  |
|   | lufttrocken                      | 9,1   | 9,7  | 10,2 |
| Syenit, Diorit Trachyt, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt | wassergesättigt                  | 7,2   | 7,4  | 7,6  |
|   | lufttrocken                      | 8,5   | 9,1  | 9,6  |
| dichter Kalkstein                                       | wassergesättigt                  | 5,4   | 5,7  | 6,0  |
|   | lufttrocken                      | 6,6   | 7,2  | 7,9  |

Danach ergeben sich für HPC ( $z > 400 \text{ kg/m}^3$ ) mit quarzitischen Zuschlagstoffen je nach Zuschlagfeuchte Temperaturdehnzahlen  $\alpha_T$  zwischen  $1,12 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$  und  $1,34 \cdot 10^{-5} [\text{K}^{-1}]$ . Genauere Werte können nach *Lohmeyer* [100] auf Grundlage der Temperaturdehnzahlen, Steifigkeiten und Volumverhältnisse von Zuschlag und Zementstein berechnet werden. Auf Grund der damit einfließenden weiteren Unschärfen und der geringen zu erwartenden Verbesserung des Ergebnisses wird üblicherweise darauf verzichtet.

## 2.11 Dauerhaftigkeit

### 2.11.1 Allgemeines

HPC zeichnet sich insbesondere durch seine gegenüber NSCs stark verbesserte Dauerhaftigkeit aus. Der aktuelle Stand der Technik zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit hochfester Betone wird u. a. durch die im Rahmen des EU Forschungsprojektes CONLIFE durchgeführten Langzeituntersuchungen und Studien an bestehenden HPC-Konstruktionen sowie durch die von *Setzer* und *Palecki* veröffentlichten Forschungsergebnisse gekennzeichnet [70], [179].

### 2.11.2 Definition

In der Bauproduktenrichtlinie, 89/106/EWG vom 11.02.1998, wird die Dauerhaftigkeit definiert:

*„Mit Dauerhaftigkeit ist das Maß gemeint, in dem die Werte der Merkmale während der Nutzungsdauer im natürlichen Prozess der Veränderung der Merkmale, unter Ausschluss aggressiver Einwirkungen von außen, erhalten bleiben.“*

Als angemessen dauerhaft werden Bauwerke bezeichnet, wenn sie über die planmäßige Nutzungsdauer ihre Funktionen hinsichtlich Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ohne Verlust der Nutzungseigenschaften bei einem angemessenen Instandhaltungsaufwand erfüllen [120]. Die verwendeten Baustoffe stellen mit ihrer spezifischen Dauerhaftigkeit einen Faktor der Dauerhaftigkeit des gesamten Bauwerks dar.

Ein Beton gilt als dauerhaft, wenn er einen ausreichenden Widerstand gegen mechanische, chemische und physikalische Angriffe aufweist. Im Sinne der neuen Normengeneration werden die Anforderungen an den Beton in Abhängigkeit von Nutzungsart und Art der äußeren Einflüsse auf das Bauwerk nach Expositionsklassen differenziert (vgl. Tab. 3 der DIN 1045-1 [120]).



### 2.11.3 Porosität

Ein wesentlicher, die Dauerhaftigkeit des Betons beeinflussender Faktor ist die Gesamtporosität (Gelporen, Kapillarporen, Luftporen, Microrisse) des Gefüges, d.h die Porengröße und deren Häufigkeitsverteilung. Durch sie wird im „ungerissenen“ Zustand I des Bauteils die Durchlässigkeit für flüssige oder gasförmige Medien bestimmt [56], [88], [94], [151]. Während Betone mit w/z-Werten von mehr als 0,4 ein durchgängig breites Spektrum von Poren aufweisen, verändert sich mit abnehmendem w/z-Wert die Auftretenshäufigkeit von Poren erheblich zugunsten kleinerer Poren. Mit abnehmendem w/z-Wert vermindert sich die Gesamtporosität deutlich. Während Betone mit  $w/z_{eq}$ -Werten von 0,50 bis 0,60 Festbetongesamtporositäten von 12 bis 18 Vol.-% aufweisen, ergeben sich bei verminderten w/z-Werten von 0,25 bis 0,35 Festbetongesamtporositäten von 5,5 bis 9 Vol.-% [94], [151].

### 2.11.4 Betonstahlkorrosion durch Karbonatisierung

Im Rahmen der für das Heft 487 des DAfStb: „Dauerhaftigkeit hochfester Betone“ durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass HPC eine relativ gleichmäßig verlaufende Karbonatisierungsfrent in nur geringer Tiefe aufweist [56]. Durch besondere Nachbehandlungsmaßnahmen und den Einsatz von Silikazusätzen verringert sich die Karbonatisierungstiefe zusätzlich. Im Vergleich zu entsprechenden NSCs betragen hier die Eindringtiefen nur ca. 16% - 20% [56], [151]. Der durch die puzzolanische Reaktion des Silikazusatzes abnehmende pH-Wert erreicht auch bei hohen Zugabedosierungen den kritischen Wert von  $pH = 11,5$  nicht, so dass die verbessernden Auswirkungen des Silika auf die Gefügestruktur den absinkenden pH-Wert der Porenlösung kompensieren [151].

### 2.11.5 Betonstahlkorrosion durch Chloridangriff

Auf Grund seines signifikant geringeren Kapillarporenanteils weist HPC grundsätzlich einen höheren Widerstand gegen Chloridangriff auf als NSCs [70], [147], [151]. In Bild 2.10 sind in Abhängigkeit des w/z-Werts Chlorid-Diffusionskoeffizienten von Betonen mit puzzolanischen Zusatzstoffen (5 - 7-M.-% von z) denen von Betonen ohne Zusatzstoffe gegenübergestellt.

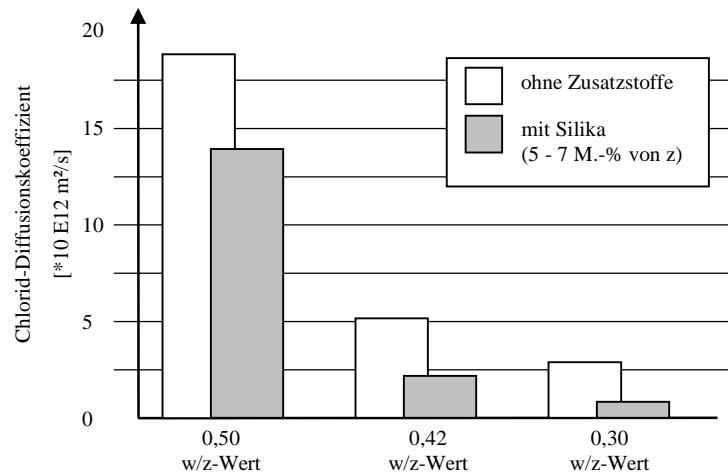


Bild 2.10: Chlorid-Diffusionskoeffizienten [70]

Die Verwendung von Hochofenzementen in NSCs führt zu einer weiteren Reduktion des Chlorid-Diffusionskoeffizienten. Bis zu w/z-Werten von 0,4 nimmt der Diffusionskoeffizient mit der Zugabe von Hüttensand signifikant ab, was im Wesentlichen auf eine Verringerung des Kapillarporenanteils durch die Füllerwirkung zurückzuführen ist [87], [147]. Für HPCs mit w/z-Werten von 0,3 - bei denen der Kapillarporenanteil ohnehin stark reduziert ist - verbessert die Verwendung von Hochofenzementen auf andere Weise den Widerstand gegen Chloridangriff: Sind Chloride in ein Bauteil eingedrungen, könne diese teilweise vom Zementstein gebunden und damit korrosionsunwirksam gemacht werden [87].

Bei Chlorid- und Alkaliangriff infolge Meerwasserkontakts werden zur Erzielung dauerhafter Betonbauwerke von RILEM [153] vorbeugende Schutzmaßnahmen empfohlen. Hierzu gehört u. a. die Verwendung von HOZ mit Hüttensandanteilen von über 60 Gew.-%. Neue, im Rahmen des Forschungsprojektes CONLIFE in Schweden durchgeführte Studien zum Widerstand von HPC gegen Meerwasserangriff, kommen zu dem Ergebnis, dass neben der Verwendung von Silikastaub- und Flugaschezusätzen auch der Einsatz gewöhnlicher Hüttensande als Betonzusatzstoff zu einer Verbesserung des Widerstands gegen Eindringen von Chloriden im Meerwasserbereich führt.

#### 2.11.6 Widerstand gegen Frostangriff; mit und ohne Taumittel

Eine Schädigung der Gefügestruktur durch Frost kann auftreten, wenn eine ausreichende Wassersättigung des Betons vorliegt. Ausgehend von der deutlich verringerten Kapillarporosität von HPC, ist damit einhergehend eine zunächst ebenfalls verringerte Wasseraufnahmefähigkeit und

damit ein erhöhter Widerstand gegen Frostangriff zu erwarten. Experimentelle Untersuchungen lieferten bisher jedoch kontroverse Ergebnisse [56], [151].

*Setzer* und *Palecki* liefern neue und umfangreiche Erkenntnisse zur Abbildung des Frostangriffs auf HPC und zum Verhalten von HPC unter Frostangriff (u. a. [70], [142], [143], [177]).

Fasst man die Untersuchungsergebnisse zusammen, lässt sich ableiten, dass der Widerstand gegen Frostbeanspruchung von Betonen mit dichten Gefügestrukturen ( $w/z$ -Wert  $< 0,35$ ) als grundsätzlich höher einzustufen ist als der von Betonen mit weniger dichten Gefügen, dass jedoch auch auf Grund der Vielschichtigkeit möglicher Betonzusammensetzung immer mit unerwarteten inneren Schädigungen zu rechnen ist. Das Verhalten von HPC gegenüber Frostangriff ist wesentlich schwieriger im Voraus abzuschätzen als das von NSC. Es empfiehlt sich daher wegen der großen Variation verfügbarer Ausgangsstoffe die gewählte Betonzusammensetzung anwendungs- und bauteilbezogene Versuchsreihen durchzuführen [70], [142].

Der Frost-Tausalzwiderstand (FTSW) verbessert sich ebenfalls mit absinkendem  $w/z$ -Wert. Untersuchungen zeigen, dass sich ein stark verbesserter FTSW für Betone mit einem  $w/z$ -Wert von unter 0,5 ergibt. Die Abwitterungsraten nach dem CDF-Test [178] für Betone mit einem  $w/z$ -Wert von 0,4 und unterhalb betragen in Abhängigkeit von Nachbehandlung und Betonzusammensetzung ca. 10% der Betone mit höheren  $w/z$ -Werten [70], [92]. Untersuchungen von *Stark* und *Heinrich* beurteilen den Frost-Tausalz-Widerstand von HPC als in vielen Fällen ausreichend (u. a. [70], [186]). Für die Expositionsklasse XF2 mit mäßigem Angriff sind nahezu alle HPC ohne besondere Maßnahmen verwendbar - für erhöhtes Angriffsrisiko (XF4) wird empfohlen, Betone mit einem  $w/z$ -Wert von über 0,35 und Zusätzen (Silika, Flugasche, Hüttensand) einer anwendungsbezogenen Eignungsprüfung zu unterziehen [70].

*Lang* untersuchte den Frost- und Tausalzwiderstand von HPC mit HOZ und stellte die deutliche Verbesserung von HPC ( $w/z = 0,30$ ) gegenüber NSC ( $w/z = 0,50$ ) heraus [94]. Auch Untersuchungen an NSC mit HOZ ergaben gute FT - und FTS - Widerstände für Betone mit HOZ [12], [87].

#### 2.11.7 Widerstand gegen chemischen Angriff

Ein erhöhter Widerstand gegen Säureangriff lässt sich durch eine Ausrichtung der Betonzusammensetzungen auf eine erhöhte Festigkeit und der damit einhergehenden Erhöhung der Gefüge-

dichte erzielen. HPC besitzt dementsprechend einen höheren Widerstand gegen Säureangriff als NSC, wobei in Abhängigkeit des beanspruchenden pH-Wertes weiteres Optimierungspotential in einer weitergehenden Erhöhung der Gefügedichte durch eine gezielte Kornpackungsverbesserung im Feinststoffbereich vorhanden ist [70], [94], [117], [118], [151]. Auch hier empfiehlt sich jedoch bei Einsätzen in Grenzbereichen die Durchführung anwendungsbezogener Eignungsprüfungen, um negative Wechselwirkungen zwischen den einzelnen Bestandteilen in der Betonzusammensetzung zu vermeiden.

Darüber hinaus weisen HPCs einen verbesserten Sulfatwiderstand gegenüber NSCs (bei gleichem verwendeten Zement) auf [151], [179]. Auch hier sind die besondere Dichtheit und die hohe Festigkeit maßgebende Parameter. Untersuchungsergebnisse hierzu wurden von *Richter* zusammengestellt [151].

Neben den Auswirkungen von w/z-Wert und Zusatzstoffen beeinträchtigt die Zementart maßgeblich die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen äußere chemische Einflüsse. Für HPCs lassen sich diesbezüglich dieselben Zusammenhänge erkennen wie für NSCs. Als sulfatbeständig (HS-Zemente) gelten neben C<sub>3</sub>A-freien Portlandzementen Hochofenzemente mit Hüttensandanteilen von 65 - 79 M.-% [23], [87], [191].

Erfordert die aktuelle Deutsche Normenregelung für Betonbauteile unter chemischen Angriff der Expositionsklasse XA3 besondere Schutzmaßnahmen oder eine gutachterliche Stellungnahme [120], so liegt in Österreich bereits seit 1998 eine Norm vor, welche den besonderen Eigenschaften von HPC gerecht wird [135]. Diese Önorm B5017 regelt speziell den Einsatz von Hochleistungsbeton im Siedlungswasserbau (HL-SW-Beton) unter besonders starkem chemischen Angriff und ermöglicht somit die Konstruktion von HPC-Stahlbetonbauteilen unter Umgebungsbedingungen XA3 ohne besondere Schutzmaßnahmen (Innenbeschichtung). Spezielle Anforderungen an den HL-SW-Beton finden sich in [135].

#### 2.11.8 Verschleißwiderstand

Der erfolgreiche Einsatz von HPC in hoch verschleißbeanspruchten Konstruktionselementen, wie z. B. Fahrbahndecken oder wasserbaulichen Anlagen im Kanalbau, verdeutlicht den verbesserten Widerstand von HPC gegenüber verschleißenden Beanspruchungen [151]. Bauwerke im Siedlungswasserbau - speziell im Abwasserbau - sind neben starkem chemischen Angriff auch durch verschleißende Beanspruchungen geprägt. Eine durch einen chemischen Angriff verursachte

Auflockerung des Betongefüges beschleunigt den abrasiven Verschleiß und führt zu reduzierten Dauerhaftigkeiten. HPC bietet hohen Widerstand gegen beide Angriffsformen und ist somit auch für daraus resultierende Wechselwirkungen nicht empfindlich.

### 3 Flüssigkeitsbehälter aus Beton

#### 3.1 Allgemeines

Im Hinblick auf nachhaltige stoffgerechte und bauteilbezogene Anwendungsmöglichkeiten für den Baustoff Beton, werden im Rahmen dieser Arbeit ausschließlich Flüssigkeitsbehälter von Kläranlagen betrachtet. Diese stellen wegen des hohen Bauvolumens und der speziell mit ihnen verbundenen Problemstellung ein weites Feld für Optimierungsansätze bei zukünftigen Bauvorhaben dar: Die Umsetzung von Vorgaben im Rahmen der neuen EU-Umweltrichtlinien lassen für die nächsten 15 Jahre in Deutschland ein Investitionsvolumen von rd. 42 Mrd. Euro im Kläranlagenbau erwarten. Eine im Zuge der EU-Erweiterung erstellte Studie der Wirtschaftskammer Österreich (WKÖ) [17] zeigt, dass die Abwasserunterentsorgung in den untersuchten Ländern zum kostenintensivsten Sektor bei den Umweltinvestitionen zählt. Durch die Umsetzung der EU-Richtlinie für kommunale Abwässer (91/271/EWG), wird ein enormer Bedarf für die Planung, den Bau und den Betrieb von Kläranlagen entstehen. Das Investitionsvolumen für die Anpassung an EU-Umweltstandards wird für die EU-Beitrittsländer auf rd. 27 Mrd. Euro geschätzt [17].

Den anerkannten Stand der Technik für die Planung, den Bau und die Instandhaltung von Flüssigkeitsbehältern in Abwasserbehandlungsanlagen, fassen *Iványi* und *Buschmeyer* im Betonkalendar 2000 zusammen. Ergänzt wurden diese Erkenntnisse durch die im Zuge der Einführung der neuen Normengeneration entstandenen Merkblätter, Richtlinien und Fachbeiträge (z.B. [30], [39], [73], [75], [76], [101], [135], [137], [140], [167]).

Im Folgenden wird ein kurzer Überblick über Planung, Entwurf und Erhaltung von Flüssigkeitsbehältern in Kläranlagen gegeben.

#### 3.2 Bauweisen und Konstruktionsprinzipien

##### 3.2.1 Übersicht

Die für die Abwasser- und Klärschlammbehandlung in heutigen Kläranlagen wesentlichen Becken und Behälter sind:

- Vor-, Zwischen- und Nachklärbecken,
- Belebungsbecken und ggf. Tropfkörper,
- Eindicker und Faulbehälter,
- Regenbecken (zur temporären Entlastung bei starken Regenfällen).

Sieht man von den Faulbehältern ab, handelt es sich hierbei im wesentlichen um offene Becken, die hinsichtlich ihrer Formgebung in Rechteckbecken (Klär-, Belebungs- und Regenbecken) und Rundbecken (wie vor, zzgl. Tropfkörper und Eindicker) unterteilt werden können [75]. Sie können grundsätzlich freistehend oder erdangeschüttet ausgeführt werden.

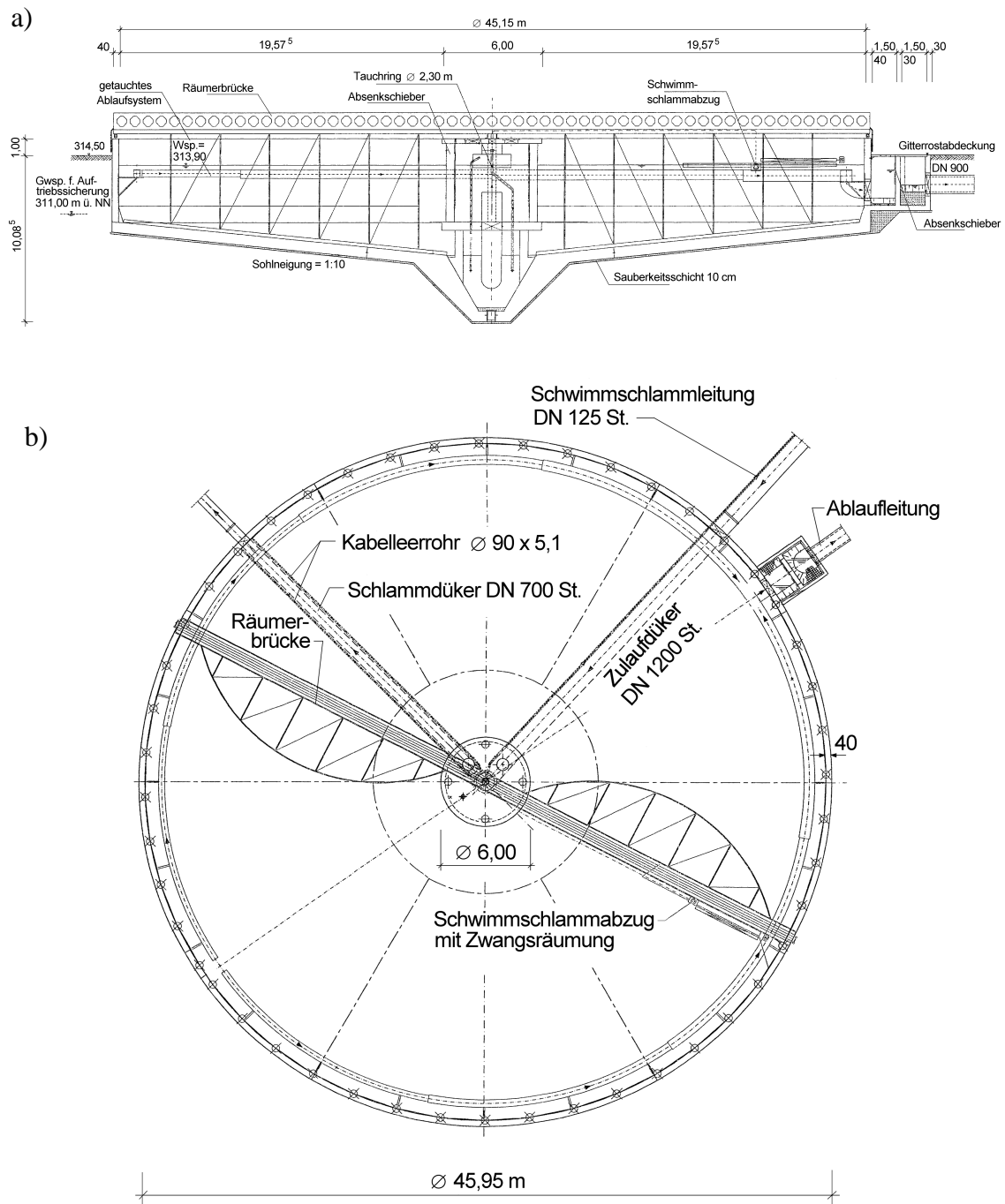
### 3.2.2 Beckengeometrie

Die Geometrie der Becken richtet sich an strömungsmechanischen und prozesstechnischen Gesichtspunkten aus. In Tab. 3.1 sind Richtwerte für offene Rund- und Rechteckbecken zusammengestellt:

Tabelle 3.1: Beckengeometrien (nach [75])

| Becken                    | Rundbecken | Rechteckbecken  |
|---------------------------|------------|-----------------|
| Breite / Durchmesser [m]  | 21 - 68    | 4 - 10          |
| Länge [m]                 | -          | 40 - 75         |
| Beckenwandhöhe [m]        | 3 - 7      | 3 - 7           |
| Volumen [m <sup>3</sup> ] | bis 10.000 | bis über 10.000 |

Bild 3.1 zeigt beispielhaft ein rundes Nachklärbecken:





### 3.2.3 Beckenelemente

Die wesentlichen Bauteile offener Becken sind:

- Bodenplatte,
- Wände,
- Anschlüsse / Anschlussbauwerke, prozesstechnische Bauelemente im Inneren.

#### *Bodenplatte:*

Sie dient häufig als Gründungskörper, ihre Dicke richtet sich ggf. nach der erforderlichen Auftriebsicherheit. Gliederungen, besonders unregelmäßige Strukturen an der Unterfläche, sind für die Gewährleistung einer möglichst zwangarmen Verformbarkeit zu vermeiden [3], [75].

#### *Wände:*

Ebene oder gekrümmte Außen-, Zwischen (Kammer-) und Leitwände werden mit einer Bauteildicke nach maßgebendem Beanspruchungszustand sowie nach ausführungs- und konstruktionsbedingten Richtwerten ausgebildet. Besondere Beachtung muss der Wandkrone offener Klärbecken geschenkt werden: Sie dient als Laufbahn für die Behälterräumung und erfährt daher eine gegenüber den anderen Behälterelementen erhöhte Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Beanspruchung sowie darüber hinaus verstärkten Verschleiß [75], [78], [200].

#### *Anschlüsse / Anschlussbauwerke, Prozesstechnische Bauelemente:*

Einlauf-, Auslaufbauwerke, Zulauf- und Auslaufrohrleitungen, Treppen und sonstige Bedienelemente gehören zu den ergänzenden Funktionselementen. Bei ihrem Anschluss zum Hauptbecken sind wegen der z. T. sehr großen Setzungsunterschiede ausreichend dimensionierte Bewegungsfugen anzuordnen. Für Detailangaben von Innen- und Anbauteilen siehe z. B. [75], [181].

## 3.3 Einwirkungen

### 3.3.1 Übersicht

Offene Becken und Kläranlagen unterliegen einer Vielzahl unterschiedlicher Einwirkungen und Beanspruchungen, die zum einen im Betriebszustand während der gesamten Nutzungsdauer und zum anderen in der Herstellungsphase vorübergehend auftreten können. Bild 3.2 zeigt eine Übersicht über die Einwirkungen, unterteilt nach Einwirkungsgruppen auf Becken und Kläranlagen.

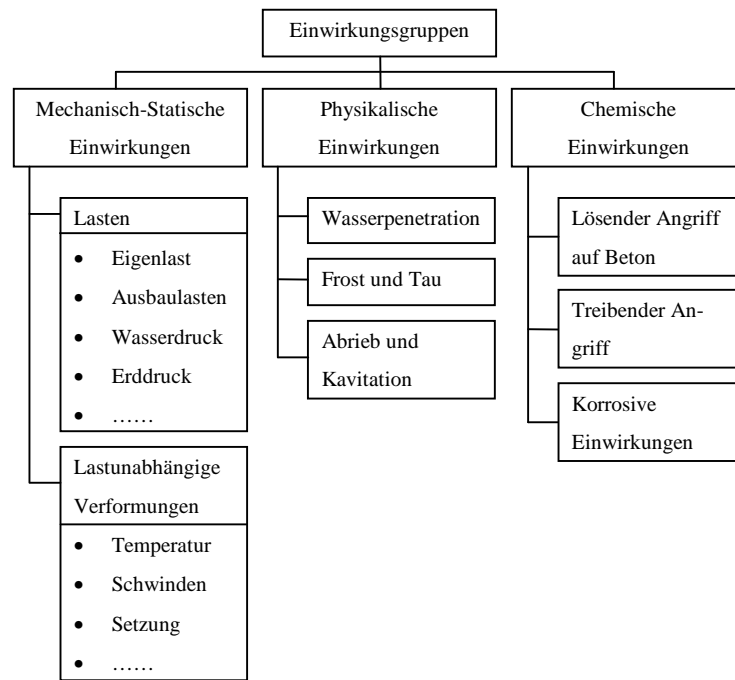


Bild 3.2: Übersicht über Einwirkungen auf offene Becken [181]

*Lastabhängige Einwirkungen*

Zu den lastabhängigen Einwirkungen gehören:

- Eigengewicht des Bauwerks
- Gewicht der verfahrenstechnischen Einrichtung
- Gewicht und Druck des gespeicherten Mediums bei wechselnden Füllständen
- Betriebsbedingte Einwirkungen, Verkehrslasten
- Erddruck / Erdauflast
- Grundwasserdruck
- Dichtheitsprüfung ohne Hinterfüllung
- Dynamische Einwirkungen (Erdbeben)

Ihre Größe kann DIN 1055 [122] bzw. Eurocode (EC) 1 (Einwirkungen auf Bauwerke) [132] entnommen werden.

*Lastunabhängige Einwirkungen*

Lastunabhängige Einwirkungen sind:

- Witterungs- und betriebsbedingte Temperatureinwirkungen

- Ungleichmäßige Baugrundbewegungen des angrenzenden Erdreichs
- Schwinden des Betons
- Hydratationswärmeentwicklung des Betons und das Abfließen der Hydratationswärme in der Herstellungsphase

Sie führen bei teilweiser oder vollständiger Verformungsbehinderung des Bauwerks zur Entstehung von Zwangsspannungen. Angaben für die Berechnung finden sich in DIN 1045-1 [120], Heft 240 des DAfStb, EC1 Teil 5 (Zwang) und Teil 10 (Temperatureinwirkungen) [132] und DVGW-W 311 [44]. Wegen ihrer besonderen Bedeutung für die Herstellung schadensfreier und dauerhafter Beckenkonstruktionen wird auf die lastunabhängigen Einwirkungen in den Abschnitten 3.4 und 3.5 detailliert eingegangen.

#### *Physikalische Einwirkungen*

Physikalische Einwirkungen auf Becken- und Behälterkonstruktionen ergeben sich aus:

- Flüssigkeitspenetration bzw. Flüssigkeitstransport
- Frost und Tau
- Abrieb und Kavitation

Die bei der Planung zu berücksichtigenden physikalischen Einwirkungen sind abhängig von der jeweiligen Nutzung und geografischen Lage des Bauwerks [75].

#### *Chemische Einwirkungen*

Chemische Einwirkungen können Auflösen, Treiben oder Quellen des Zementsteins bewirken und damit zur Korrosion des Betons beitragen. Dadurch wird das den Betonstahl umgebende schützende Milieu aufgelöst und auch der Betonstahl beginnt zu korrodieren. Ursache für chemischen Angriff ist der Kontakt mit chemisch belasteten Medien [181]:

- Wässer und andere Flüssigkeiten (Kohlensäure, Sulfate, Ammonium, Chlor, Ozon, Säuren, Salze, etc.)
- Böden (Eisensulfide, Humin- und Humussäure, Sulfate, etc.)
- Gase (Schwefelwasserstoff, Schwefelsäure, etc.)
- Tausalze

Die zu berücksichtigenden chemischen Einwirkungen sind abhängig vom Prozessablauf im Inneren des Beckens und von der jeweiligen Abwasserbelastung. Richtwerte zur Beurteilung des Angriffsvermögens von Wässern, Böden und Gasen finden sich u. a. in [124].

### 3.4 Lastunabhängige Einwirkungen

#### 3.4.1 Allgemeines

Lastunabhängige Einwirkungen sind sowohl auf Grund ihres Ursprungs als auch nach ihrem zeitlichen Auftreten zu differenzieren. Aufgrund ihrer besonderen Bedeutung für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen von zwangbeanspruchten Beckenwänden werden sie im Weiteren explizit betrachtet.

Lastunabhängige Einwirkungen im Betriebszustand sind quantitativ gut zu erfassen und können durch entsprechende Bemessungsansätze in der Planungsphase berücksichtigt werden. Sie hängen vor allem von der Art der Nutzung, der geografischen Lage und den klimatischen Randbedingungen ab.

Lastunabhängige Einwirkungen im Herstellungszustand sind die Hauptursache für unkontrollierte Rissbildung, die das Bauteil hinsichtlich der geforderten Nutzungseigenschaften dauerhaft schädigen kann. Die schwer zu erfassenden Einwirkungen sowie die während der Herstellung bzw. im jungen Alter zeitabhängigen Materialeigenschaften und Systemsteifigkeiten überlagern sich und machen zusätzliche Betrachtungen notwendig. Temperatureinwirkungen und - bei Verwendung von Betonen mit erhöhter Schwindneigung - das Schwinden stellen für Behälterbauwerke die maßgebenden lastunabhängigen Einwirkungen dar. Ungleichmäßige Baugrundsetzungen sind im Herstellungszustand von eher untergeordneter Bedeutung [65], [75], [103], [141], [158], [170], [181].

#### 3.4.2 Temperatur

Die physikalischen Zusammenhänge für die Transportarten der Wärmeenergie - Wärmeleitung, Konvektion und Strahlung - werden hier nicht weiter erläutert. Einen kurzen Überblick findet man in Kapitel 5, siehe auch [3], [27], [58], [64], [69], [141], [170]. Die Ursachen für die Entstehung von Temperaturbeanspruchungen können die Hydratationswärmeentwicklung und deren

Abfließen während der Herstellungsphase, prozess- bzw. betriebsbedingte Medientemperaturen und meteorologische Einflüsse sein.

### *Hydrationswärme*

Maßgebende Parameter für die Entstehung, den Verlauf und die Größe der Temperatureinwirkung auf Behälterbauwerke während der Hydratation des Betons sind:

- Mischungszusammensetzung des Betons

Zementmenge, Zementart und der vom w/z-Wert abhängige Hydrationsgrad bestimmen die Menge der freigesetzten Hydrationswärme; der verwendete Klinker und die Zusammensetzung des Zements (Hüttensandanteil) bestimmen den Verlauf der Hydrationswärmeentwicklung. Durch verzögernd wirkende Betonzusatzmittel kann dieser Verlauf zusätzlich beeinflusst werden.

- Bauteilgeometrie

Speziell die Dicke des Bauteils beeinflusst als geometrische Größe das Abfließen der Hydrationswärme. Dicke - bzw. massige - Bauteile lassen aufgrund ihres höheren Wärmedurchgangswiderstands bezogen auf ihren Kern einen geringen Wärmeabfluss zu als dünnere Bauteile. Bei üblichen Behälterbauteilen mit Querschnittsdicken von rd. 30 - 40 cm wird im Bauteilinneren unter baupraktischen Bedingungen die maximale unter adiabatischen Randbedingungen ermittelte Temperatur nicht erreicht. Durch das gezielte Aufbringen und Entfernen von Wärmedämmung, Heiz- oder Kühlkreisläufen im Inneren des Bauteils kann das Wärmeprofil und der Wärmeabfluss gezielt gesteuert und positive Einflüsse einer bestimmten zu erzielenden Temperaturverteilung genutzt werden. Für einfache Strukturen des Behälterbaus empfehlen sich diese Maßnahmen aus Wirtschaftlichkeitsgründen jedoch nur bedingt.

- Frischbetontemperatur

Die Frischbetontemperatur  $T_{c0}$  bestimmt wesentlich den Ablauf den Hydrationsvorgangs. Durch gezielte Variation der Frischbetontemperatur kann Einfluss auf den zeitlichen Ablauf der Hydratation genommen werden. Sie ist vor allem abhängig von den Temperaturen, der Mengenanteile und den spezifischen Wärmekapazitäten der Ausgangsstoffe. Sie kann anteilmäßig aus den Temperaturen der einzelnen Komponenten der Betonzusammensetzung berechnet werden:

$$T_{c0} = \frac{\sum (m_i \cdot c_i \cdot T_i)}{\sum (m_i \cdot c_i)} \quad (3.1)$$

mit      $m$      Stoffmenge [kg/m<sup>3</sup>]  
           $c$      spezifische Wärmekapazität [W/(kg·K)]  
           $T$      Temperatur [K]

Die Frischbetontemperatur kann mit dem Ziel der Reduzierung zwangerzeugender Temperaturdifferenzen künstlich durch Vorkühlung der Ausgangsstoffe oder durch Zugabe von Scherbeneis herabgesetzt werden. Eine überschlägige Ermittlung der Frischbetontemperatur für übliche Mischungszusammensetzungen normalfester Betone ist in [181] gegeben:

$$\text{cal } T_{c0} \approx 9,7 + 0,77 \cdot T_a \quad (3.2)$$

mit      $T_a$      Bezugstemperatur zum Zeitpunkt der Betonherstellung [°C]  
          Die Temperatur der Ausgangsstoffe und die Umgebungstemperatur  
          müssen  $T_a$  zu diesem Zeitpunkt entsprechen.

- thermische Randbedingungen

Als thermische Randbedingung während der Hydratation wirken sich die Dämmeigenschaften der Oberflächenberandungen (Schalung, Abdeckung, freie Oberfläche, Anschlussbauteil) des betrachteten Bauteils aus. Die Wärmeübergangsbedingungen für Konvektion und Strahlung bestimmen den Wärmefluss. Durch den gezielten Einsatz von einer in Vorbetrachtungen dimensionierten Wärmedämmung kann der Abfluss der Hydrationswärme gesteuert und können Einflüsse von außen abgeschwächt werden [181], [27]. Für massige und insbesondere für Bauteile mit großen Temperatur- und Steifigkeitsprüngen können Kühl- bzw. Heizkreisläufe entwickelt werden, die örtlich Wärme entziehen und sie andernorts dem Bauteil wieder zuführen. Im Idealfall können so spannungsfreie Bauteile mit minimiertem Rissrisiko bei abfließender Hydrationswärme hergestellt werden. Alle äußeren Maßnahmen zur Steuerung der Temperaturentwicklung im Inneren des Bauteils bedeuten einen deutlich erhöhten Planungs- Material- und Ausführungsaufwand, der nicht unbedingt mit den erreichbaren Ergebnissen zu rechtfertigen ist.

### *Meteorologische Einwirkungen*

Sowohl in der Nutzungsphase als auch während der Herstellungsphase beeinflussen meteorologische Einwirkungen das Bauteil. Durch o. g. Maßnahmen (wärmedämmende Schalung, optimierte Schalfristen) können in der Herstellungsphase ihre Auswirkungen gedämpft werden. Alleine und in Kombination mit anderen Temperatureinwirkungen können die meteorologischen Einflüsse durchaus auslegungsrelevante Temperaturgradienten über die Bauteildicke und Temperaturänderungen der Bauteilmittelfläche erzeugen. Das meteorologische Szenario, dem ein Bauteil ausgesetzt sein kann, wird durch vier wesentliche Komponenten bestimmt:

- Tagesgang der Lufttemperatur
- Intensität der Sonnenstrahlung (differenziert nach direkter und diffuser Strahlung)
- Windgeschwindigkeit des am Bauteil entlangstreichenden Windes
- Niederschlag

Als Grundlage für Berechnungen in der Entwurfs- und Planungsphase von Behälterbauwerken können für die Erfassungen der meteorologischen Einwirkungen Messdaten des Deutschen Wetterdienstes oder die in DIN 4710: 2003-01 [127] für repräsentative Standorte in Deutschland angegebenen zeitabhängigen Verläufe und Messwerte meteorologischer Parameter herangezogen werden [3], [27], [68], [86], [166], [167], [181].

### *Betriebsbedingte Temperaturbelastungen*

Betriebsbedingte Temperatureinwirkungen für offene Behälter in Abwasseranlagen rühren aus [75], [181]:

- Medientemperaturen bei Probefüllung
- Medientemperaturen gemäß Zweckbestimmung
- Entleerung und Reinigung der Behälter
- Wechselwirkungen mit umgebenem Erdreich (tiefliegende Behälter)

Übliche Medientemperaturen in der Abwasserbehandlung sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Tabelle 3.2: Medientemperaturen (nach [75])

| Bauwerkstyp             | min T [°C] | max T [°C] |
|-------------------------|------------|------------|
| Klärbecken              | 5          | 20         |
| Belebungsbecken         | 5          | 20         |
| Tropfkörper             | 5          | 30         |
| Faulbehälter (mesophil) | 10         | 35         |
| Regenbecken             | 2          | 20         |

Auslegungsrelevante Temperaturansätze für offene Abwasserbecken werden ebenfalls in [75] angegeben:

- für freistehende Behälter ohne Wärmedämmung:

$$\Delta T_m = 15 \text{ [K]}, \Delta T = \pm 15 \text{ [K]}$$

- für erdüberschüttete und/oder wärmegeämmte Behälter:

$$\Delta T_m = 5 \text{ [K]}, \Delta T = 10 \text{ [K]}$$

- für erdangeschüttete offene Abwasserbecken:

$$\Delta T_m = 0 \text{ [K]}, \Delta T = 20 \text{ [K]}$$

mit:  $\Delta T_m$  konstante Temperaturänderung über die gesamte Bauteildicke

$\Delta T$  linearer Temperaturgradient über die Bauteildicke

Zur Definition der Temperaturbeanspruchung erdangeschütteter Wände offener Klärbecken für den Bereich der ungeschützten Wasserwechselzone wird von *Iványi* und *Buschmeyer* [75] ein zu beaufschlagendes Temperaturprofil für den betroffenen Bereich gegeben (vgl. Bild 3.3). Das Temperaturprofil stellt eine konservative Abschätzung dar. Liegen lokale Klimadaten vor, können Berechnungen wirklichkeitsnahe Beanspruchungen ermitteln, die unterhalb der hier vorgegebenen Temperaturbeanspruchung liegt.



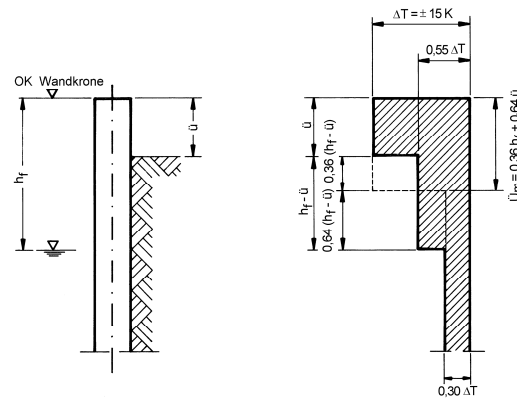


Bild 3.3: Lineare Temperaturgradienten im Bereich der Wasserwechselzone offener Klärbecken [77]

### 3.4.3 Schwinden

Bei bisher üblicherweise verwendeten Behälterbetonen spielen die austrocknungsbedingten Volumenänderungen - der Hauptanteil des Schwindens - eine eher untergeordnete Rolle [75], [181]. Mit Ausnahme der Bereiche, die der Außenluft frei ausgesetzt sind, wie z. B. Wandkronen offener Klärbecken, sind keine rissauslösenden Schwindverformungen (ca. 0,15 ‰) zu erwarten.

Durch die Verwendung von Behälterbetonen mit ausgeprägtem Schwindverhalten werden Ansätze erforderlich, durch die das Schwinden quantitativ Eingang in die Berechnung und Bemessung verformungsbehinderter Behälterbauteile findet. Ohne bauteil- und stoffbezogene Untersuchungen ist nicht davon auszugehen, dass die Schwindverkürzungen durch gegenläufiges Kriechen ständig abgebaut werden. Es muss vielmehr damit gerechnet werden, dass sie in Überlagerung mit anderen lastunabhängigen Einwirkungen (z. B. Temperatur) auslegungsrelevant werden können.

## 3.5 Beanspruchungen infolge von Verformungsbehinderungen

### 3.5.1 Allgemeines

Werden Bauwerke durch lastunabhängige Einwirkungen (vgl. Abschnitt 3.4) beansprucht, entwickeln sich dazu korrespondierende Dehnungen und Verformungen. Durch Behinderung dieser Verformungen z. B. durch innere Verträglichkeit, angrenzende Bauteile oder durch die Lagerungsbedingungen im Allgemeinen, entstehen Spannungen. Diese Zwangspannungen können dazu führen, dass Bauteile unter bestimmten Voraussetzungen unkontrolliert reißen. Zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks ist die Risskontrolle durch entsprechende Maßnahmen (Mindestbewehrung) erforderlich. Für die Ermittlung der Zwangspannung und einer

wirtschaftlich optimierten Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite ist die Erfassung aller an der Entstehung der Zwangsspannungen beteiligten Faktoren notwendig.

### 3.5.2 Verformungsbehinderung

Verformungsbehinderungen von Bauteilen können unterschiedliche Ursachen haben. Für Elemente von Behältern können sowohl innere als auch äußere Verformungsbehinderungen zur Entstehung von Zwangsspannungen führen. Eine innere Verformungsbehinderung wird wirksam, wenn aneinandergrenzende Abschnitte eines Bauteils unterschiedliches Verformungsbegehren aufweisen. Von außen aufgezwungene Verformungsbehinderungen treten bei statisch unbestimmter Lagerung des Systems auf und können durch direkt angrenzende Bauteile (Wand / Sohle, Wand / Decke) oder lagerungsbedingte Behinderungen (Bettung, Bodenreibung) hervorgerufen werden [21], [65], [141], [181].

Eine vollständige Verformungsbehinderung tritt in realen Bauteilen nur selten auf, da sowohl Lagerung als auch angrenzende Bauteile nur endliche Biege- und Dehnsteifigkeiten besitzen. *Sommer* [181] und *Paas* [141] stellen umfangreiche Berechnungen zur Ermittlung der Festhaltegrade von Wand-Sohlkonstruktionen an. Für einseitig vollständig dehnungs- und krümmungsbehindert gelagerte Wände gibt der ACI 207.2R-90 [1] und für frei verkrümbare Zweischichtsysteme „Wand/Fundament“ geben *Rostásy* und *Henning* Einspanngrade an [65], [158]. Ein daraus resultierender einfach zu ermittelnder Wert für den Grad der Verformungsbehinderung  $\delta(t)$  ergibt sich nach *Laube* [95] zu:

$$\delta(t) = \frac{1}{1 + S(t)} [-] \quad (3.4)$$

wobei die Dehnsteifigkeit  $S(t)$  wie folgt definiert ist [65], [95], [158], [181]:

$$S(t) = \frac{E_c(t) \cdot A_c}{E_R \cdot A_R} [-] \quad (3.5)$$

- mit
- $E_c(t)$  E-Modul des jungen Betons in Abhängigkeit der Zeit [N/mm<sup>2</sup>]
  - $A_c$  Querschnitt des behinderten Bauteils [m<sup>2</sup>]
  - $E_R$  E-Modul des behindernden Bauteils (i. d. R. konstant) [N/mm<sup>2</sup>]
  - $A_R$  Querschnitt des behindernden Bauteils [m<sup>2</sup>]

Nicht immer kann von davon ausgegangen werden, dass die vertikalen Bettungsverhältnisse keinen Einfluss auf die Dehnungs- und Verkrümmungsbehinderung des Wand-Fundament-Systems haben. *Paas* erweitert die Ermittlung der Dehnsteifigkeit um den Einfluss der mitwirkenden Bodenschicht [141]:

$$S(t) = \frac{E_c(t) \cdot A_c}{\sum_{i=1}^n E_i \cdot A_i} \quad [-] \quad (3.6)$$

- mit
- $E_c(t)$  E-Modul des jungen Betons in Abhängigkeit der Zeit [N/mm<sup>2</sup>]
  - $A_c$  Querschnitt des behinderten Bauteils [m<sup>2</sup>]
  - $E_i$  E-Modul einer behindernden Schicht (Fundament / Bodenplatte, mitwirkende Bodenschicht (i. d. R. konstant) [N/mm<sup>2</sup>]
  - $A_i$  Querschnitt einer behindernden Schicht (Fundament / Bodenplatte, mitwirkende Bodenschicht [m<sup>2</sup>]

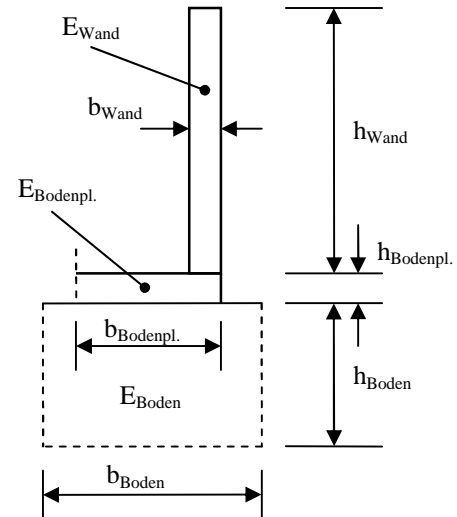
In Tabelle 3.3 sind die von *Rostásy* und *Henning* ermittelten Dehnsteifigkeitszahlen für Zweischichtsysteme Wand/Fundament jeweils für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse Wand/Fundament angegeben [65], [158]. Die Berechnungen wurden auf einen Wand-Sohlanschluss einer Behälterkonstruktion übertragen, deren Abmessungen ausgeführten Bauwerken entsprechen. Mit dem erweiterten Modell von *Paas* [141] ergeben sich die in Tabelle 3.4 beispielhaft zusammengestellten Einspanngrade für dieselben Konstruktionen. Beide Verfahren kommen für die vorliegenden Konstruktionen zu vergleichbaren Ergebnissen. Es ergeben sich abhängig von der Behältergeometrie Dehnungsbehinderungen der Wand von bis zu 50% im jungen Alter. Unter Berücksichtigung streuender Behältergeometrien und höherer möglicher Bodensteifigkeiten sind mit dem vorgestellten vereinfachten Verfahren (Gl. 3.4 bis Gl. 3.6) Einspanngrade von rd. 50 - 80 % für die aufgehende Wand von Wand-Bodenplatten-Konstruktionen als ausreichend sichere Berechnungsgrundlage anzunehmen.

Tabelle 3.3: Dehnsteifigkeiten - Zweischichtenmodell

|  |  |   |      |      |      |      |
|--|--|---|------|------|------|------|
| p:                                     | Höhenbeiwert                             | $p = \frac{h_{\text{Wand}} + h_{\text{Bodenpl.}}}{h_{\text{Wand}}}$   |      |      |      |      |
| b <sub>Bodenpl.</sub> :                | mitwirkende Bodenplatte                  | $b_{\text{Bodenpl.}} = 2,5 \cdot b_{\text{Wand}} \cdot p$   |      |      |      |      |
| S:                                     | Dehnsteifigkeit des behinderten Bauteils | $S = \frac{E_{\text{Wand}} \cdot h_{\text{Wand}} \cdot b_{\text{Wand}}}{E_{\text{Bodenpl.}} \cdot h_{\text{Bodenpl.}} \cdot b_{\text{Bodenpl.}}}$ |      |      |      |      |
| δ:                                     | Einspanngrad des behinderten Bauteils    | $\delta = \frac{1}{1 + S}$  |      |      |      |      |
| h <sub>Wand</sub> [m]                  | 3,0                                      | 3,0   | 3,0  | 5,0  | 5,0  | 5,0  |
| h <sub>Bodenpl.</sub> [m]              | 0,30                                     | 0,30  | 0,30 | 0,40 | 0,40 | 0,40 |
| p [-]                                  | 1,10                                     | 1,10  | 1,10 | 1,08 | 1,08 | 1,08 |
| b <sub>Wand</sub> [m]                  | 0,25                                     | 0,25  | 0,25 | 0,35 | 0,35 | 0,35 |
| b <sub>Bodenpl.</sub> [m]              | 0,69                                     | 0,69  | 0,69 | 0,95 | 0,95 | 0,95 |
| E <sub>W</sub> /E <sub>B-pl.</sub> [-] | 1,0                                      | 0,5   | 0,3  | 1,0  | 0,5  | 0,3  |
| S [-]                                  | 3,64                                     | 1,82  | 1,09 | 4,63 | 2,32 | 1,39 |
| δ [-]                                  | 0,22                                     | 0,36  | 0,48 | 0,18 | 0,30 | 0,42 |

Tabelle 3.4: Dehnsteifigkeiten - Mehrschichtenmodell

|  |  |  |       |       |       |       |
|--|--|--|-------|-------|-------|-------|
| p:   | Höhenbeiwert                             | $p = \frac{h_{\text{Wand}} + h_{\text{Bodenpl.}}}{h_{\text{Wand}}}$  |       |       |       |       |
| b <sub>Bodenpl.</sub> :                    | mitwirkende Bodenplatte                  | $b_{\text{Bodenpl.}} = 2,5 \cdot b_{\text{Wand}} \cdot p$  |       |       |       |       |
| S:   | Dehnsteifigkeit des behinderten Bauteils | $S = \frac{E_{\text{Wand}} \cdot h_{\text{Wand}} \cdot b_{\text{Wand}}}{E_{\text{Bodenpl.}} \cdot h_{\text{Bodenpl.}} \cdot b_{\text{Bodenpl.}} + E_{\text{Boden}} \cdot h_{\text{Boden}} \cdot b_{\text{Boden}}}$ |       |       |       |       |
| δ:   | Einspanngrad des behinderten Bauteils    | $\delta = \frac{1}{1+S}$   |       |       |       |       |
| h <sub>Wand</sub> [m]                      | 3,0                                      | 3,0  | 3,0   | 5,0   | 5,0   | 5,0   |
| h <sub>Bodenpl.</sub> [m]                  | 0,30                                     | 0,30   | 0,30  | 0,40  | 0,40  | 0,40  |
| h <sub>Boden</sub> [m]                     | 1,375                                    | 1,375  | 1,375 | 1,89  | 1,89  | 1,89  |
| p [-]                                      | 1,10                                     | 1,10   | 1,10  | 1,08  | 1,08  | 1,08  |
| b <sub>Wand</sub> [m]                      | 0,25                                     | 0,25   | 0,25  | 0,35  | 0,35  | 0,35  |
| b <sub>Bodenpl.</sub> [m]                  | 0,69                                     | 0,69   | 0,69  | 0,95  | 0,95  | 0,95  |
| b <sub>Boden</sub> [m]                     | 1,17                                     | 1,17   | 1,17  | 1,61  | 1,61  | 1,61  |
| E <sub>Wand</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]     | 40000                                    | 20000  | 12000 | 40000 | 20000 | 12000 |
| E <sub>Bodenpl.</sub> [N/mm <sup>2</sup> ] | 40000                                    | 40000  | 40000 | 40000 | 40000 | 40000 |
| E <sub>Boden</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]    | 150                                      | 150  | 150   | 150   | 150   | 150   |
| S [-]                                      | 3,53                                     | 1,767  | 1,06  | 4,49  | 2,27  | 1,35  |
| δ [-]                                      | 0,22                                     | 0,36   | 0,49  | 0,18  | 0,31  | 0,43  |



### 3.5.3 Zwangspannungen infolge von Hydrationswärme

#### Aufbau von zentrischen Zwangspannungen im jungen Beton

Wenn in einem linear elastischen Werkstoff die Verformung infolge Erwärmung und Abkühlung behindert wird, ist der spannungsfreie Zustand wieder erreicht, wenn die aktuelle Temperatur gleich der Ausgangstemperatur ist. Da junger Beton sich nicht linear elastisch verhält sondern ausgeprägte viskoelastische Eigenschaften und eine sich erst allmählich entwickelnde Steifigkeit aufweist, tritt der spannungsfreie Zustand nach der ersten Abkühlungsphase bei einer höheren als der Anfangstemperatur auf. In Bild 3.4 sind qualitativ Temperatur- und zugehöriger Spannungsverlauf für ein verformungsbehindertes Betonbauteil dargestellt. *Springenschmid* und *Nischer* unterteilen den Aufbau der Zwangspannungen in 5 Phasen [184]:

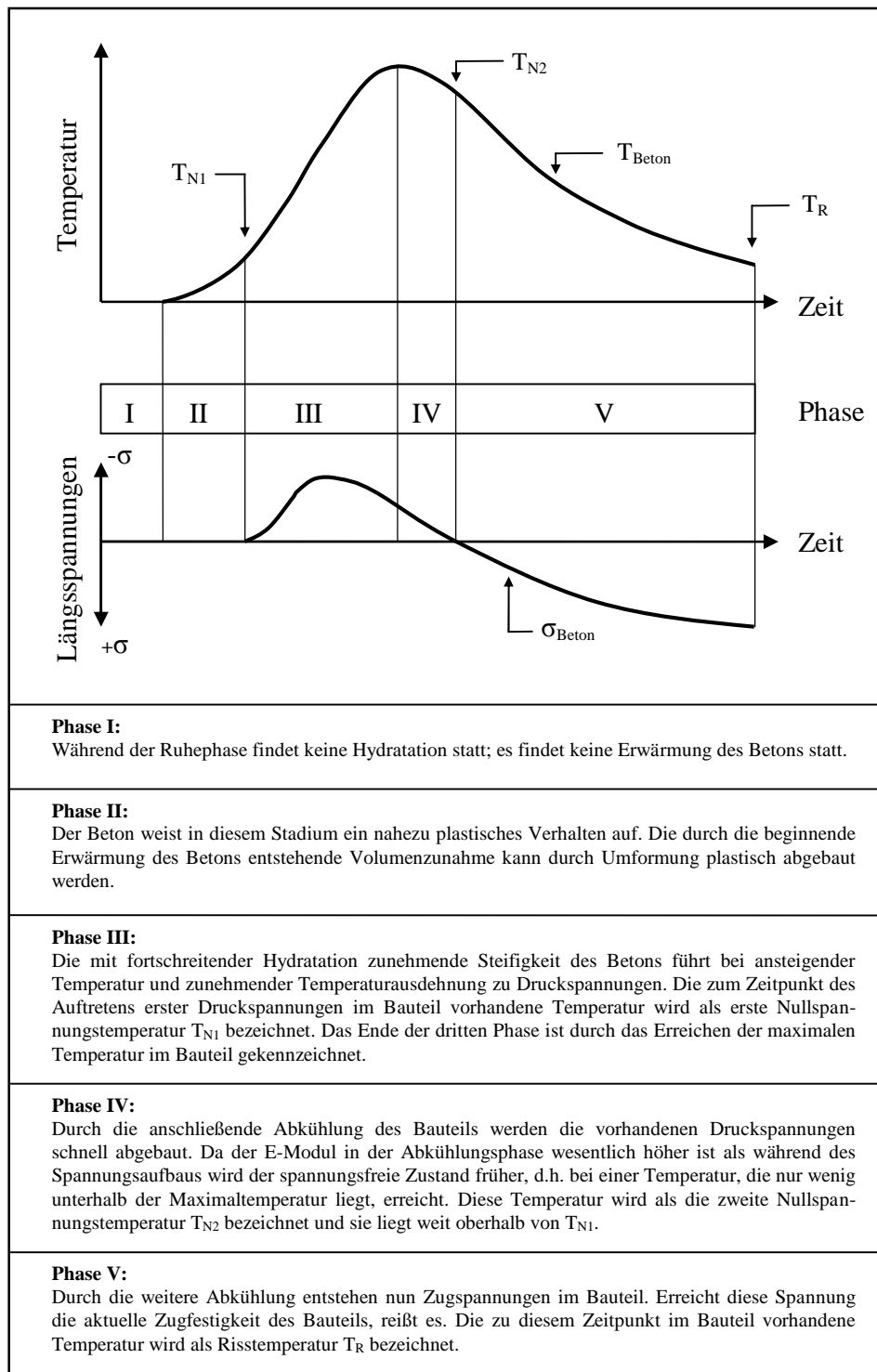


Bild 3.4: Temperatur- und Spannungsentwicklung eines verformungsbehinderten Bauteils [184]

### Mathematische Beschreibung der Zwangsspannungen bei jungem Beton

Die durch Temperaturänderung bei einachsiger Verformungsbehinderung entstehenden eindimensionalen elastischen  $\sigma_{zw}(t)$  Zwangsspannungen eines erhärteten Betonbauteils lassen sich durch folgende analytische Ansätze beschreiben:

$$\sigma_{zw}(t) = \delta \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_c \quad (3.7)$$

mit:

$\delta$ : Grad der Verformungsbehinderung [-]

$\alpha_T$ : Wärmedehnzahl des Betons [K<sup>-1</sup>]

$\Delta T$ : Temperaturänderung [K]

$E_c$ : Elastizitätsmodul des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

Wird der viskoelastische Anteil aus Relaxation berücksichtigt, erweitert sich der Ausdruck für den erhärteten Beton:

$$\sigma_{zw}(t) = \delta \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E_c \cdot (1 - \Psi(t, t_0)) \quad (3.8)$$

mit:

$\Psi(t, t_0)$ : Relaxationsbeiwert zur Zeit  $t$  in Folge einer zur Zeit  $t_0$  aufgezwungenen Verformung [-]

Die Einflüsse aus den Schwindverkürzungen überlagern bei jungem Beton die linear- und viskoelastischen Anteile an den Zwangsspannungen. Darüber hinaus bleibt zu berücksichtigen, dass die Verformungskennwerte des Betons im jungen Alter zeitabhängig sind. Als Folge davon variiert durch das anfänglich plastische Materialverhalten auch der Grad der Verformungsbehinderung zeitabhängig. Herkömmliche Ansätze zur Berechnung der Zwangsspannungen erfassen das tatsächliche Materialverhalten nur unzulänglich. In der Literatur werden daher als Lösungsansätze Zeitschrittverfahren zur Ermittlung der Spannungszuwächse unter Berücksichtigung der aktuellen Verformungskennwerte angegeben (vgl. Gl. 5.5) [65], [103], [170].

$$\sigma_n(t) = \sum_{i=0}^n \Delta \sigma_i \quad (3.9)$$

mit:

$\Delta \sigma_i$ : im Zeitintervall  $\Delta t_i$  entstandener Spannungszuwachs [N/mm<sup>2</sup>]

Für eine qualitative Beurteilung der Einflussfaktoren auf die Zwangsspannungen ist Gleichung 3.10 ausreichend.

$$\sigma_{zw}(t) = \delta(t) \cdot (\alpha_T \cdot \Delta T(t) + \varepsilon_{cs}(t, t_s)) \cdot E_c(t) \cdot (1 - \Psi(t, t_0)) \quad (3.10)$$

mit:

$\varepsilon(t, t_s)$ :        Schwindverformung zur Zeit  $t$  nach  
Trocknungsbeginn zum Zeitpunkt  $t_s$  [-]

### 3.6 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Der Nachweis der Tragfähigkeit stellt während der gesamten Nutzungsdauer des Beckens sicher, dass weder ein Versagen „im Kleinen“ noch des Gesamttragwerks eintreten kann. Auch andere Versagensarten (z. B. Aufschwimmen des Behälters) werden in den Nachweisen zum Grenzzustand der Tragfähigkeit behandelt. Für den Rahmen der vorliegenden Arbeit ist der Tragsicherheitsnachweis von untergeordneter Bedeutung und wird daher hier nicht behandelt. Gültige Bemessungsnorm ist in Deutschland die DIN 1045-1 [120].

### 3.7 Dichtheit

#### 3.7.1 Allgemeines

Die wesentliche nutzungsbedingte Eigenschaft von Flüssigkeitsbehältern ist die Dichtheit. Als globale Dichtheitsanforderung an Becken und Behälter in Kläranlagen gilt eine Begrenzung des Austretens des Behälterinhalts auf ein vertretbares Maß, um Verunreinigungen des Grundwassers zu vermeiden [75]. Die Gesamtdichtheit von Behältern hängt insbesondere von der lokalen Durchlässigkeit in Bereichen mit ungerissenem Beton, gerissenen Bereichen und den Fugenkonstruktionen ab. Die Anforderungen an eine definierte Dichtheit - die Dichtheitskriterien - lassen sich daher nur mittels eines sog. integrierten Dichtheitskonzepts erfüllen, bei dem durch eine sinnvolle Kombination von Einzelmaßnahmen nahezu beliebig hohe Anforderungen erfüllt werden können [75], [166]:

- Die Auswahl geeigneter Baustoffe (Wahl des Behälterbetons)
- Formgebung und Konstruktion (Planung der Fugen und Durchdringungen)
- Bauteilabmessungen und Bewehrungsführung (Einbau des Betons und der Fugenabdichtungen),
- Berechnung und Bemessung (Begrenzung der Rissbreite),
- Herstellung und Überwachung (Planung von Bauablauf und Betonierabschnitten einschließlich Qualitätssicherung)



- Instandhaltungsmaßnahmen im Schadensfall

Im Folgenden werden die wesentlichen konstruktions- und auslegungsrelevanten Dichtheitsanforderungen an Behälterbeton, Beschränkung der Rissbreite und Konstruktionsdetails (Fugen und Durchdringungen) dargestellt.

### 3.7.2 Wasserundurchlässigkeit des Betons

Die Wasserundurchlässigkeit des Betons wird durch die Porosität, die Kapillarität, Grobporen bzw. Fehlstellen und Risse beeinflusst (siehe [75], [181] und die dort angegebene Literatur).

Das Eindringen von Flüssigkeit in die Poren durch Permeation ist nur eine eher untergeordnete Art des Feuchtetransports in Betonbauteilen und begrenzt sich auf den sog. Druckbereich an der wasserseitigen Bauteiloberfläche. Wesentlicheren Einfluss auf die Wasserundurchlässigkeit haben der sich an den Druckbereich anschließende Kapillarbereich und der luftseitig vorhandene sog. Diffusionsbereich, deren Ausdehnung in großem Maße vom w/z-Wert des verwendeten Betons abhängt [76], [75]. Bild 3.5 stellt schematisch das Modell dar, das diesen Überlegungen zu Grunde liegt.

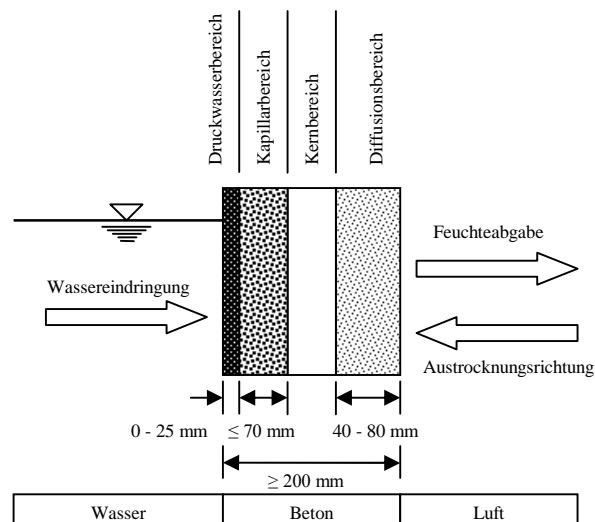


Bild 3.5: Arbeitsmodell für Feuchtebedingungen,  $w/z \leq 0,55$  [76]

Um dauerhaft ein wasserundurchlässiges Betongefüge zu erhalten, müssen w/z-Wert und Bauteildicke so miteinander kombiniert werden, dass zwischen beiden Feuchtetransportbereichen ein ausreichender Kernbereich verbleibt.

Die Vorstellung, dass der Kapillartransport zeit- und druckabhängig zu einer vollständigen Durchfeuchtung eines Bauteils führt gilt als überholt; bei entsprechender Abstimmung von Baustoffzusammensetzung und Bauteildimensionierung gilt die Konstruktion als wasserundurchlässig [76].

### 3.7.3 Wasserdurchtritt durch Risse

Risse entstehen in Stahlbetonbauteilen, wenn die Zugspannungen im Bauteil die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Sie sind in der Stahlbetonbauweise planmäßig vorhanden und führen nicht zwangsläufig zu Schäden oder zur Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit, wenn ihre Auftretenshäufigkeit und ihre Breite durch konstruktive Maßnahmen entsprechend beschränkt werden.

Risse werden nach Erscheinungsform, Verlauf, Breite, Tiefe und Ursache unterschieden. Folgenden Rissarten kommt im Behälterbau eine besondere Bedeutung zu:

#### *Oberflächenrisse*

Sie entstehen im oberflächennahen Bereich durch Eigenspannungen im Bauteil. Gründe können das Fröhschwinden und ein durch die abfließende Hydratationswärme entstehendes Temperaturgefälle sein [47], [158]. Kennzeichnend für diese Rissart ist eine geringe Breite ( $< 0,2 \text{ mm}$ ), geringe Tiefe und der ungerichtete Verlauf über die Bauteiloberfläche. Durch Eigenspannung hervorgerufene Oberflächenrisse können sich wieder schließen, wenn die Dehnungsdifferenzen wieder ausgeglichen sind. Mit entsprechenden Nachbehandlungsmaßnahmen und durch die Wahl geeigneter Betonzusammensetzungen ist den Oberflächenrissen in der Planungs- und Herstellungsphase entgegenzuwirken.

#### *Biegerisse*

Biegerisse beschränken sich auf die Biegezugzone des Bauteils und weisen einen linearen Verlauf der Rissbreite über die Risslänge auf. Bei entsprechender verbleibender Druckzonenhöhe können Biegerisse einen ausreichenden Widerstand gegen Medien bieten, die das Bauteil durchdringen. Unterliegt das Bauteil einer Biegebeanspruchung mit wechselnden Vorzeichen, können sich überlagernde Biegerisse denselben Charakter haben wie Trennrisse und sind dann auch wie diese zu behandeln.

### *Trennrisse*

Trennrisse reichen durch das gesamte Bauteil hindurch und zeigen eine nahezu konstante Öffnungsweite über ihren Verlauf. Durch sie können Flüssigkeiten mittels laminarer Strömungen geführt werden (siehe [181] und Literaturangaben in [75]). Sie beeinträchtigen wesentlich die Gebrauchsfähigkeit von Flüssigkeitsbehältern und sind unbedingt zu begrenzen [47].

An der RWTH-Aachen durchgeführte Versuche ergaben quantifizierbare Zusammenhänge zwischen Wasserdurchtritt, Rissbreite und dem Druckgefälle - definiert als Verhältniswert der Druckhöhe des Wassers und der Bauteildicke [46]. Wasserundurchlässige Konstruktionen dürfen keine wasserführenden Trennrisse aufweisen; die Rissbreiten müssen daher auf Werte begrenzt werden, bei denen kein Wassertransport mehr durch den Riss hindurch stattfindet. Die in den Normen und Richtlinien angegebenen Grenzwerte für die zulässigen Rissbreiten (siehe Kap. 3.7.4), basieren auf diesen Versuchen und sind in Abhängigkeit vom Druckgefälle angegeben [76].

### *Risszeitpunkt*

Die Bauteile sind über ihre gesamte Nutzungsdauer hindurch Einwirkungen ausgesetzt und daher ist der Zeitpunkt der Rissentstehung für die Beurteilung der Rissursache und ggf. einzuleitenden Gegenmaßnahmen von großer Bedeutung. Hierbei gilt es im Wesentlichen zwischen früher und später Rissbildung zu unterscheiden. Die frühe Rissbildung wird durch lastunabhängige Beanspruchungen hervorgerufen. Dabei stellt vor allem die abfließende Hydratationswärme die maßgebliche Ursachen dar. Späte Rissbildung kann durch Zwangspannungen im Betriebszustand, Lastspannungen im Betriebszustand oder kombinierte Zwang-Last-Beanspruchung im Betriebszustand erfolgen [156].

### *Selbstheilung von Rissen*

Wenn Trennrisse, die zum Zeitpunkt der Wasserbeaufschlagung noch durchströmt werden, im Verlaufe der Zeit zunehmend weniger Wasser führen und in Abhängigkeit der Rissbreite und der durchströmenden Wassermenge im Grenzfall sogar nur noch zu einer Durchfeuchtung des Bauteils führen, haben Prozesse der Selbstheilung zu einer Reduzierung des Rissquerschnitts geführt. Untersuchungen von *Edvardsen* [46] erfassen die der Selbstheilung zugrunde liegenden Prozesse, machen sie quantifizierbar und somit nutzbar für die Auslegung von wasserundurchlässigen Konstruktionen. Im Wesentlichen lassen sich drei Prozesse der Selbstheilung unterscheiden [46], [90], [91]. In Bild 3.6 werden sie aufgezeigt.

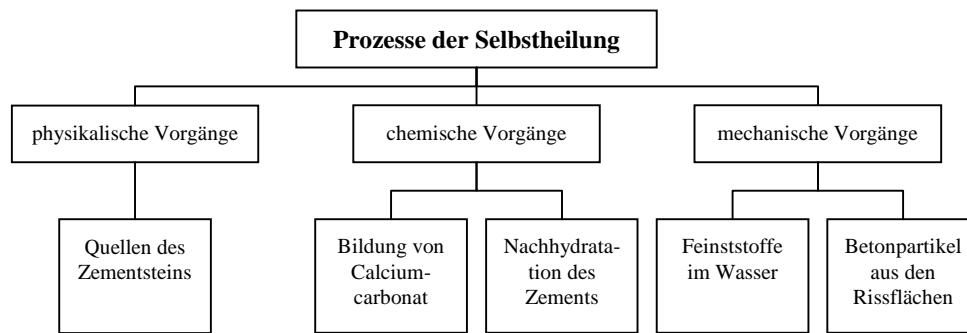


Bild 3.6: Ursache für die Selbstheilung von Rissen

Den größten Anteil am Selbstheilungsprozess bei herkömmlichen Betonen hat die Bildung von Calciumcarbonat an den Rissufern [46], [76]. Der Selbstheilung durch mechanische Vorgänge werden ähnlich große Anteile am Gesamtprozess zugeschrieben. Das Zusetzen von Rissen durch Feinstoffe und Betonpartikel kann in Kombination mit dem Calciumcarbonat auch größere Risse dauerhaft verschließen. Physikalische Vorgänge, wie das Quellen des Zementsteins haben nur einen geringen Anteil (rd. 10%). Diese Vorgänge sind reversibel und ihre abdichtende Wirkung geht mit dem Wegfall einer Durchfeuchtung wieder zurück. Ein Maß für die Rissweitenreduzierung durch Nachhydratation lässt sich in Abhängigkeit des Hydratationsgrads ermitteln [46], [90]:

$$\Delta w = (r_1 - r_0) \cdot (1 - \alpha) \quad (3.11)$$

mit:

$\Delta w$  Maß der Rissweitenreduzierung [mm]

$r_0$  Radius des nicht nachhydratisierten Zementkorns

$r_1$  Radius des nachhydratisierten Zementkorns

$\alpha$  Hydratationsgrad

Beispielrechnungen zeigen für herkömmliche Betone einen Anteil der Nachhydratation am Selbstheilungsprozess, der im Bereich der durch Zementsteinquellen hervorgerufenen Rissweitenverkleinerung liegt. Die Abhängigkeit vom Hydratationsgrad birgt jedoch für Betone mit niedrigeren w/z-Werten, als sie bei herkömmlichen Betonen verwendet werden, ein weitaus größeres Potential.

### 3.7.4 Normative Regelungen

In der Norm des Betonbaus, DIN 1045-1:2001-07 [120], werden keine speziellen Dichtheitsanforderungen definiert. Es wird lediglich darauf hingewiesen, „dass für Bauteile mit besonderen Anforderungen (z. B. Flüssigkeitsbehälter) strengere Begrenzungen der Rissbreite erforderlich sein können“. In Ergänzung zu dieser Norm gibt es daher zahlreiche Richtlinien und Empfehlungen (siehe Literaturangaben in [75]). Ein eigenständiges Regelwerk, die „WU-Richtlinie“ des DAfStb [39], wurde im Mai 2004 veröffentlicht. Auf europäischer Ebene liegt der EC 2 Teil 3 (Post-Stage 34 draft (2) October 2004) vor [133].

#### *Beanspruchung und Nutzungsanforderung*

Die WU-Richtlinie regelt die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton. Die hier behandelten offenen Becken lassen sich der Beanspruchungsklasse 1: „Drückendes und nicht drückendes Wasser sowie zeitweise aufstauendes Sickerwasser“ zuordnen. In Kombination mit den in der Richtlinie definierten Nutzungsklassen werden weitergehende Regelungen zum Entwurf und zur Berechnung und Bemessung der Bauwerke und damit die Qualität der Wasserundurchlässigkeit festgelegt. Offene Klärbecken werden in der Regel der Nutzungsklasse B: „Feuchtestellen auf der Bauteiloberfläche zulässig“ zugeordnet, wenngleich in Abhängigkeit der Belastung des Abwassers auch strengere Anforderungen erforderlich sein können. Eine grundsätzliche Zuordnung von offenen Klärbecken in Nutzungsklasse A: „keine Feuchtestellen auf der Bauteiloberfläche zulässig“, führt wegen des dazu erforderlichen hohen Bewehrungsaufwands zu unwirtschaftlichen Lösungen und stellt auch nur eine augenscheinlich vermeintliche hochwertigere Lösung dar. Die WU-Richtlinie gibt daher zusätzlich die Möglichkeit, besonders zu vereinbarende Nutzungsklassen, deren Anforderungen im Bauvertrag oder in den Entwurfsgrundlagen geregelt werden, zu definieren.

#### *Entwurfsgrundlagen*

Es lassen sich drei Entwurfsgrundsätze formulieren, mit denen eine wasserundurchlässige Konstruktion anforderungsgemäß konzipiert werden kann:

- Entwurfsgrundsatz 1:

Vermeidung von Trennrissen durch konstruktive, betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen.

Es handelt sich hierbei um eine anspruchsvolle Vorgehensweise, welche zahlreiche Vorsorgemaßnahmen und intensive Berechnungen erfordert, die jedoch bei der Gegenüber-

stellung der Kosten wegen eines zu erwartenden verminderten Bewehrungsaufwandes mit erheblichen wirtschaftlichen Vorteilen verbunden ist. Die trennrissauslösenden Beanspruchungen müssen sowohl in der Herstellungsphase, als auch im Betriebszustand des Bauwerks zielsicher begrenzt werden.

- Entwurfsgrundsatz 2:

Festlegung von Trennrissbreiten, die abhängig von der Beanspruchungsklasse die Anforderungen erfüllen.

Unter Zugrundelegung dieses Entwurfsgrundsatzes werden Trennrisse planmäßig zugelassen, ihre Breite wird jedoch durch Wahl einer entsprechenden Bewehrung begrenzt. Diese Entwurfsweise entspricht heute der allgemeinen Praxis wenn Anforderungen der Nutzungsklasse B an das Bauwerk gestellt werden [76].

- Entwurfsgrundsatz 3:

Begrenzung der Trennrissbreite nach Anforderungen der DIN 1045- 1 [120] durch im Entwurf planmäßig vorgesehene Dichtmaßnahmen.

Im Rahmen dieses Grundsatzes werden lediglich die Mindestanforderungen aus der DIN 1045-1 [120] ohne Berücksichtigung von verschärften Kriterien aus der WU-Richtlinie erfüllt. Auftretende Trennrisse, die die festgelegten Nutzungsanforderungen nicht erfüllen, werden erst nachträglich abgedichtet.

### *Berechnung und Bemessung*

Die in der Richtlinie geforderten Nachweise gemäß der oben genannten Entwurfsgrundsätze differenzieren sich in Abhängigkeit der gestellten Anforderungen. Für die hier maßgebenden Randbedingungen sind die erforderlichen Nachweise zusammengestellt:

- Nutzungsklasse A, Beanspruchungsklasse 1

Die Entstehung von Trennrissen ist zu vermeiden. Dazu ist rechnerisch nachzuweisen, dass die zu erwartende Zwangsschnittgröße zu keinem Zeitpunkt zu Trennrissen führen. Für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße kann dann die Mindestbewehrung gemäß DIN 1045-1, Abschnitt 11.2.2, Absatz 2 [120] unter Berücksichtigung der Rissbreitenbegrenzung vermindert werden.

- Nutzungsklasse B, Beanspruchungsklasse 1

Trennrisse sind gemäß der Vorgaben unter Berücksichtigung der Selbstheilung zu begrenzen.

Die WU-Richtlinie gibt die zulässigen Grenzwerte der Rissbreiten (Rechenwerte  $w_k$ ) in Abhängigkeit vom Druckgefälle  $h_D/h$  ( $h_D$ : hydrostatischer Druck,  $h$ : Bauteildicke) in der Tabelle 2 [39] an. In Bild 3.7 ist der Zusammenhang  $w_k - h_D/h$  gemäß WU-Richtlinie [39] ( $w_k = 0,10$  bis  $0,20$  mm) und EC 2 Teil 3 [133] ( $w_k = 0,05$  bis  $0,20$  mm) dargestellt. Eine Begrenzung der Rissbreite auf Rechenwerte  $< 0,10$  mm dürfte jedoch wegen des dazu erforderlichen hohen Bewehrungsaufwandes als technisch weniger sinnvoll erscheinen. Für mittlere Druckzonenhöhen kann von  $w_k = 0,15$  mm ausgegangen werden [166], [167].

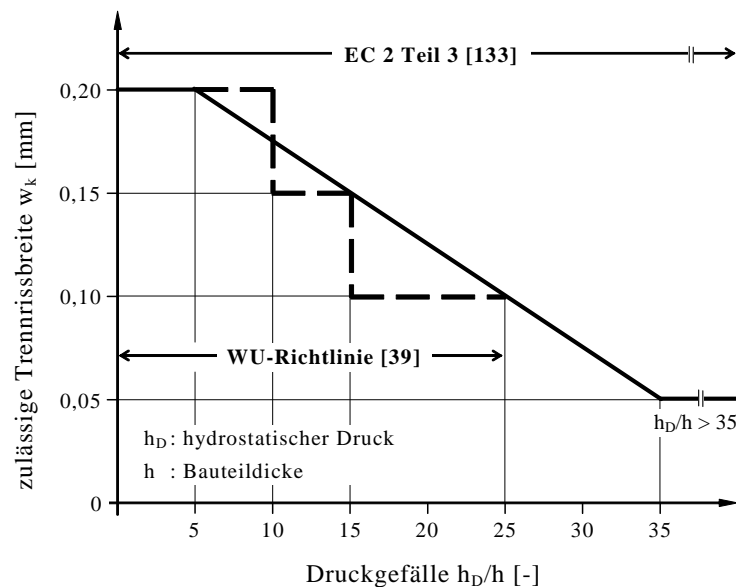


Bild 3.7:  $w_k - h_D/h$  [167]

Neuere Überlegungen beurteilen die Anwendung der WU-Richtlinie aus baupraktischer Sicht überaus kritisch. So setzt die in Bild 3.7 dargestellten vom Druckgefälle anhängigen zulässigen Trennrissbreiten Selbstheilungsprozesse voraus, die gerade bei bei Behälterbauwerken durch dynamische Risse (variierende Füllstände und Temperaturszenarien) nicht in Ansatz gebracht werden können.

*Timm* und *Morgen* bezeichnen Risse im Bauteil, deren Breiten über den nach der WU-Richtlinie zulässigen liegen und die planmäßig nachträglich verpresst werden, als wirtschaftlichen und bau-

praktisch sinnvollen Kompromiss zu dem stark erhöhten Bewehrungsaufwand, der zur Beschränkung der Rissbreite auf die geforderten Werte erforderlich würde [111], [187].

### 3.8 HPC im Behälterbau

Der Einsatz von HPC beim Bau von Behältern der Wasser- und Abwasserwirtschaft konnte sich trotz seines offensichtlich die Wasserundurchlässigkeit verbessernden sehr dichten Gefüges bisher nicht etablieren. Im Folgenden sollen die bisher dargestellten Eigenschaften von HPC mit den Anforderungen an offene Behälter der Abwasserwirtschaft übereingebracht werden und die sich aus der Verwendung von HPC ergebenden Vorteile sowie die damit einhergehenden Probleme aufgezeigt werden.

#### 3.8.1 Vorzüge der Verwendung von HPC

HPC weist im Vergleich zu NSC durch seine wesentlich dichtere Gefügestruktur und die hohe Matrixfestigkeit einen erhöhten Widerstand gegen äußere Einflüsse und damit eine erhöhte Dauerhaftigkeit auf. Aus statisch-konstruktiver Sicht lässt sich die verbesserte Dauerhaftigkeit des HPC durch die Tragfähigkeit der Konstruktion betreffende Aspekte ergänzen. Die hochfesten Betone können bei tragfähigkeitsdominierten Bemessungsaufgaben durch Materialeinsparung und Reduktion des Konstruktionseigengewichts zu wirtschaftlichen Vorteilen gegenüber Konstruktionen aus NSC führen.

Diese verbesserten Eigenschaften lassen sich auf die Anwendung als Beton für Behälter der Wasser- und Abwasserwirtschaft projizieren:

- Die Verwendung von HPC kann durch die zuvor diskutierten verbesserten Materialeigenschaften als Einzelmaßnahme eines umfassenden Dichtheitskonzeptes angesehen werden. Bei für HPC üblichen w/z-Werten liegt die Kapillarporosität unter 6 Vol.-%, woraus sich kleinere Wassereindringtiefen und geringere Eintrittsmengen als bei Konstruktionen aus NSC ergeben.
- Der speziell bei Behältern der Abwasserwirtschaft durch prozessbedingte Vorgänge und aggressive Inhaltsstoffe im Medium hervorgerufene lösende Angriff erfordert bei Konstruktionen aus herkömmlichem Beton das Auskleiden des Beckens mit Beschichtungen oder nach einer bestimmten Betriebszeit kostenintensive Instandsetzungsmaßnahmen.



Der hohe Widerstand von HPC gegen chemischen Angriff und seine geringen Karbonatisierungstiefen stellen diesbezüglich einen deutlichen Vorteil gegenüber der Verwendung herkömmlicher Betone dar.

- Die bei offenen Klärbecken vorhandene Räumeraufbahn ist durch das ständige Befahren verschleißenden Beanspruchungen und durch die freie Bewitterung mit dem dadurch notwendigen Taumiteileinsatz regelmäßiger Frost- und Frost-Tausalzbeanspruchung ausgesetzt. Während bei Beckenkronen herkömmlicher Konstruktionen diesbezüglich besondere Maßnahmen erforderlich werden, können Beckenkronen aus HPC, die monolithisch mit der Wand hergestellt werden, ohne weitere Maßnahmen dem Verschleiß und Frost / Frost-Tausalz Beanspruchungen standhalten [179]. Hier liegen Einsparpotentiale bei Instandhaltungsmaßnahmen und aufwendigen Detaillösungen.
- HPC weist verbesserte selbstheilende Eigenschaften auf, so dass Risse zu einem größeren Maß wieder verheilen können als bei NSC und Instandsetzungsmaßnahmen zur Wiederherstellung der Dichtheit weniger umfangreich werden. Das erhöhte Selbstheilungspotential basiert auf dem Zusammenhang zwischen dem Maß der Rissweitenreduzierung und dem Hydratationsgrad (vgl. Kap. 3.7.3). Die Nachhydratation bei Wassereintritt ist in der Lage, wegen der bei HPC niedrigen erreichten Hydratationsgrade größere Risse im wasserberührten Bereich zu schließen, als bei NSC.

### 3.8.2 Nachteile bei der Verwendung von HPC

Den dargestellten Vorzügen von HPC stehen nicht unerhebliche nachteilige Materialeigenschaften gegenüber, die zu unkontrollierter Rissbildung und somit zur Neutralisierung o. g. Vorteile von HPC führen können. Diesen Nachteilen muss durch baustoffbezogene Entwurfskonzepte und bauteilbezogene Betrachtungen begegnet werden.

Wesentliche Nachteile von HPC ergeben sich aus seinem ausgeprägten Schwindverhalten, der geringen Zugbruchdehnung und der wegen der hohen Zementgehalte höheren Hydratationswärmeentwicklung. Gerade für verformungsbehinderte Bauteile, wie eine durch Bodenplatte und Untergrund behinderte nachträglich hergestellte Beckenwand, führen die Schwindverkürzungen und die Temperaturverkürzungen aus abfließender Hydratationswärme zu hohen Zwangsspannungen in rissauslösender Größenordnung. Das geringe Relaxationsvermögen des Baustoffs HPC unterstützt hierbei die Ausbildung hoher Zwangsspannungen.

Zur Beschränkung der Rissbreite auf ein gefordertes Mindestmaß muss daher die Wandlängsbewehrung entsprechend ermittelt werden. Mit den in DIN 1045-1:2001-07 [120] angegebenen Regelungen zur Rissbreitenbeschränkung ergeben sich für die erforderliche Mindestbewehrung in Abhängigkeit der Zugfestigkeit des Materials für HPC wesentlich größere Bewehrungsmengen als für NSC, dessen geringere Zugfestigkeiten entsprechend kleinere beim Riss freiwerdende Zwangsschnittgrößen bedingen. Wirtschaftliche Vorteile von HPC Konstruktionen, die sich aus geringen Betriebs- und Instandhaltungskosten ergeben, können durch die hohen erforderlichen Bewehrungsmengen schnell aufgezehrt werden.

### 3.8.3 Entwurfskonzept für offene Klärbecken aus HPC

Um die Vorteile von HPC uneingeschränkt nutzen zu können, muss den Nachteilen durch ein bauteil- und baustoffgerechtes Entwurfskonzept begegnet werden, das folgende Punkte vorsieht:

- Entwurf einer Betonzusammensetzung, die hinsichtlich ihrer Hydratationswärmeentwicklung, ihres Schwindverhaltens und ihrer viskoelastischen Eigenschaften zielsicher optimiert ist für den Einsatz in verformungsbehinderten Bauteilen.
- Auslegung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung unter Einbeziehung aller in der Normung gegebenen Möglichkeiten ohne die Gebrauchstauglichkeit zu gefährden. Diese Reduktion der erforderlichen Bewehrungsmenge kann erfolgen, in dem eine wirklichkeitsnahe rechnergestützte Ermittlung der tatsächlichen Beanspruchungen durchgeführt wird.

## 3.9 Anwendungen

Im Behälterbau ist der Einsatz des Hochleistungsbetons trotz seiner besonderen Eigenschaften bisher auf einige wenige Projekte beschränkt geblieben.

So wurden beispielsweise in Österreich in den 1990er Jahren errichtete Klärbecken vor allem deshalb in Hochleistungsbeton ausgeführt, um zum einen die „rechnerisch zulässigen Betonzugspannungen auszunutzen“ und auf eine Innenbeschichtung verzichten zu können und zum anderen, den steigenden Angriffspotentialen in industriellen und häuslichen Abwässern durch widerstandsfähigere Baustoffe zu begegnen [83], [117].

Weitere Projekte, bei denen HPC aufgrund seiner besonderen Dichtheit und Widerstandsfähigkeit in Bauwerken der Abwasserwirtschaft Verwendung fand, sind zwar bekannt, jedoch nicht explizit dokumentiert. In Österreich werden seit Einführung der ÖNORM B5017 [135] 1998 die Vorteile von HPC bei Planung und Entwurf von baulichen Anlagen der Abwasserwirtschaft berücksichtigt und gegenüber herkömmlichen Ausführungsvarianten hinsichtlich ihrer wirtschaftlichen Vorteile beurteilt und ggf. auch ausgeführt.

Dies zeigt, dass der Bedarf für einheitliche Regelungen und die Vorgabe von Entwurfsgrundlagen auch in Deutschland für den Einsatz von HPC im Bereich angreifender Abwässer grundsätzlich existiert.

### 3.10 Normative Regelungen

Aufgrund der guten Praxiserfahrungen beim Einsatz von Hochleistungsbeton in baulichen Anlagen der Abwasserwirtschaft verabschiedete der Fachnormenausschuss Abwassertechnik 1998 die ÖNORM B5017: Hochleistungsbeton im Siedlungswasserbau (HL-SW-Beton). Herstellung, Verwendung und Gütenachweis [135]. In ihr werden die Anforderungen an den zu verwendenden Beton zusammengestellt. Tafel 3.1 gibt die wesentlichen davon wieder.

Tafel 3.1: Wesentliche Anforderungen der ÖNORM B5017

|  |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"><li>• <math>w/z\text{-Wert} \leq 0,35</math></li><li>• 7 Gew.-% Silikastaub (Feststoff)</li><li>• <math>\leq 4\text{mm}</math> kein karbonatischer Zuschlag</li><li>• HS Zement <math>C_3A</math> frei + Sondernachweis</li><li>• Wassereindringtiefe <math>\leq 10\text{ mm}</math></li><li>• <math>\beta_D \geq 70\text{ N/mm}^2</math> (28-Würfeldruckfestigkeit)</li><li>• mögliche Konsistenz: K0 bis K5</li><li>• Eignungsprüfung durch akkreditierte Prüfstelle</li><li>• Nachbehandlung ist unbedingt erforderlich</li></ul> |
|--|

In Deutschland haben sich mit der Ausweitung der DIN 1045:2001-07 [120] auf hochfeste Betone neue Möglichkeiten für eine zunehmende Verwendung von Hochleistungsbeton ergeben, die es gilt in zukünftigen Richtlinien (z. B. WU-Richtlinie [39]) anwendungsbezogen zu nutzen.

## 4 Experimentelle Untersuchungen

### 4.1 Zielsetzung

Zur Charakterisierung der Materialeigenschaften geeigneter Hochleistungsbetone (HPC) wurden zahlreiche Versuche mit dem Ziel der

- Abbildung des Materialverhaltens sowie
- der Beurteilung der Eignung einzelner Mischungsentwürfe für bauteilbezogene Anwendungen

durchgeführt. Ermittelt wurden Materialparameter, um bestehende analytische Ansätze an das tatsächliche Materialverhalten anpassen zu können.

Für die spezielle Aufgabenstellung (verformungsbehindertes, hochbeanspruchtes Bauteil) sind neben der Ermittlung der allgemeinen mechanischen Kennwerte die genaue Erfassung ihrer zeitlichen Entwicklung von besonderer Bedeutung.

### 4.2 Übersicht über die durchgeführten Versuche

Um die Materialeigenschaften möglichst umfassend charakterisieren zu können, war es erforderlich zahlreiche Einzeluntersuchungen durchzuführen. Eine Übersicht über das Versuchsprogramm ist Tabelle 4.1 zu entnehmen.

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm zur Entwicklung geeigneter Betonzusammensetzungen und deren Charakterisierung

|  | Parameter              |                   |                  |          |           | Versuche an den gewählten<br>Betonzusammensetzungen |   |
|--|------------------------|-------------------|------------------|----------|-----------|---|---|
|  | Silikagehalt           | Fließmittelgehalt | Fließmittelsorte | w/z-Wert | Zementart |   |   |
| Versuche zu den Frischbetoneigenschaften             |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Ausbreitmaß  | X                      | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
| Luftporengehalt und Frischbetonrohddichte            | X                      | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
|  |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Versuche zu den mechanischen Eigenschaften           |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Druckfestigkeit                                      | nach 1, 3, 7, 28 Tagen | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
| Biegezugfestigkeit                                   | nach 1, 3, 7, 28 Tagen | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
| Spaltzugfestigkeit                                   | nach 1, 3, 7, 28 Tagen | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
| E-Modul, statisch                                    | nach 1, 3, 7, 28 Tagen | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
| E-Modul, dynamisch                                   | nach 1, 3, 7, 28 Tagen | X                 | X                | X        | X         | X   |   |
|  |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Versuche zur Hydratationswärmeentwicklung            |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Isotherme Lösungskalorimetrie an Zementproben        |                        | -                 | -                | -        | -         | X   | - |
| Adiabatische Versuche im Klimaschrank an Betonproben |                        | -                 | -                | -        | -         | X   | X |
|  |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Versuche zu den viskoelastischen Eigenschaften       |                        |                   |                  |          |           |   |   |
| Temperatur-Spannungs-Versuche                        |                        | -                 | -                | -        | -         | -   | X |

*Versuche zu den mechanischen Eigenschaften:*

Zunächst waren die mechanischen Feststoffeigenschaften zu bestimmen: Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit, Biegezugfestigkeit und E-Modul stufen die Betone als hochfest ein und bilden eine Datenbasis, die für die rechnerische Erfassung der Baustoffe erforderlich ist. Zu den rechnerischen 28-Tage-Endwerten dieser Größen wurde für die Abbildung der Betone im jungen Alter darüber hinaus deren zeitliche Entwicklung erfasst.

*Versuche zur Hydrationswärmeentwicklung:*

Für die Berechnung zeitabhängiger Temperatur- und Spannungsfelder ist die genaue Kenntnis der in Abhängigkeit vom wirksamen Betonalter freigesetzten Wärmemenge notwendig. Zu den bei Labormessungen verwendeten Prüfverfahren zählen u. a. die isotherme und die adiabatische Kalorimetrie [128]. Für eine Vorabschätzung ist das Verfahren der isothermen Lösungskalorimetrie gut geeignet: Hiermit kann an kleinen Zementproben ( $< 10\text{g}$ ) die Hydrationswärmeentwicklung von Zement bei vollständiger Hydratation ermittelt werden. Im Rahmen von Voruntersuchungen wurde die Hydrationswärmeentwicklung von über 30 Zementen mit diesem Verfahren erfasst, so dass bereits im Vorfeld der Mischungsfindung eine Selektion relevanter Zemente durchgeführt werden konnte. Als zuverlässige Methode zur Ermittlung der freigesetzten Wärmemenge einer definierten Betonrezeptur hat sich das adiabatische Verfahren gezeigt, mit dem die entworfenen Betonzusammensetzungen für den HPC thermisch charakterisiert und optimiert wurden.

*Versuche zu den viskoelastischen Eigenschaften:*

Den Schwerpunkt des Versuchsprogramms bildeten Experimente zur Beschreibung des viskoelastischen Materialverhaltens der Hochleistungsbetone. Hierzu wurde das Verhalten des Materials unter vollem Zwang studiert. Die Versuche umfassten bereits frühe Phasen des Hydrationsvorgangs (ab 6h nach dem Betonieren) und gaben somit bereits einen zusammenhängenden realitätsnahen Aufschluss über das Verhalten des jungen Betons bei der Herstellung verformungsbehinderter Bauteile.

#### 4.3 Versuchsbetone

##### 4.3.1 Allgemeines

Im Hinblick auf den speziellen Verwendungszweck wurden insgesamt drei Zusammensetzungen für Hochleistungsbetone auf der Basis von Hochofenzementen entwickelt. Für die Mischungsentwürfe wurden 28-Tage-Druckfestigkeiten üblicher Hochleistungsbetone, eine baustellengerechte Verarbeitbarkeit und eine moderate Hydrationswärmeentwicklung angestrebt.

##### 4.3.2 Zemente

Auswahl und Festlegung der Zemente bildete die Grundlage für die weitere Entwicklung der Mischungsentwürfe. Als charakteristische Eigenschaft wurde hierzu die Hydrationswärmeentwicklung unterschiedlicher Zemente herangezogen. Anhand von Voruntersuchungen wurde die

spezifische Hydratationswärmeentwicklung von insgesamt 33 Zementen unter isothermen Randbedingungen mit dem Verfahren der Lösungskalorimetrie erfasst [123], [128].

Mit dem Fokus auf die Herstellung von Betonen mit niedriger Hydratationswärme wurden drei repräsentative Zemente aus der Gruppe der Hochofenzemente ausgewählt. Es handelte sich um handelsübliche Zemente, die aufgrund ihrer Zusammensetzung und Festigkeitsentwicklung die Herstellung hochfester Betone mit einer moderaten Hydratationswärmeentwicklung erwarten lassen. In Tabelle 4.2 ist die Auswahl mit Schlüsselnummern zum Hersteller, Hüttensandanteil und der nach 72 Stunden freigesetzten Hydratationswärmemenge zusammengestellt. Die Bilder 4.1 bis 4.4 zeigen die mit dem Verfahren der Lösungskalorimetrie gemessene Hydratationswärmeentwicklung der Zemente - unterteilt nach Zementart - einschließlich Vergleich der Hydratationswärmeentwicklung der ausgewählten Versuchszemente. Es wurden jeweils drei Messungen durchgeführt.

Tabelle 4.2: Zementarten für die Versuche

| Zementart        | Hersteller | Hüttensandanteil [%] | Hydratationswärme<br>nach 72 Stunden [J/g] |
|------------------|------------|----------------------|--|
| CEM III A 42,5   | 8          | 51                   | 245  |
| CEM III A 32,5 N | 11         | 63                   | 240  |
| CEM II BS 32,5 R | 12         | 25                   | 270  |

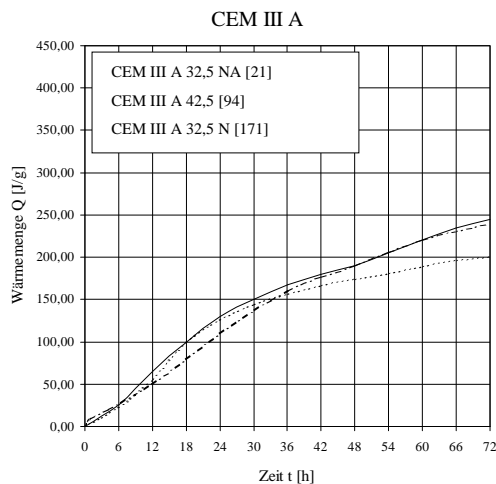


Bild 4.1: Entwicklung der Hydratationswärme (Lösungswärme) für CEM III A Zemente, Herstellerkennung [i]

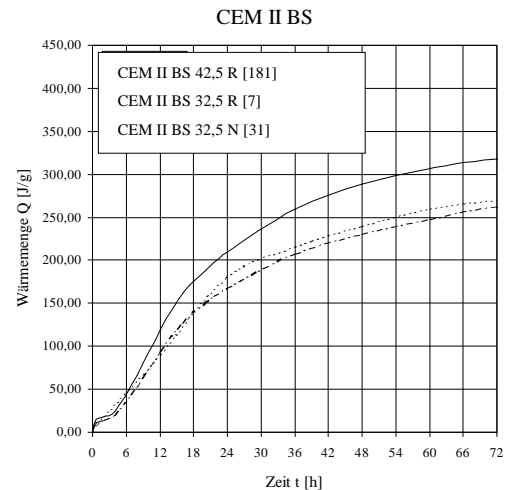


Bild 4.2: Entwicklung der Hydratationswärme (Lösungswärme) für CEM II BS Zemente, Herstellerkennung [i]

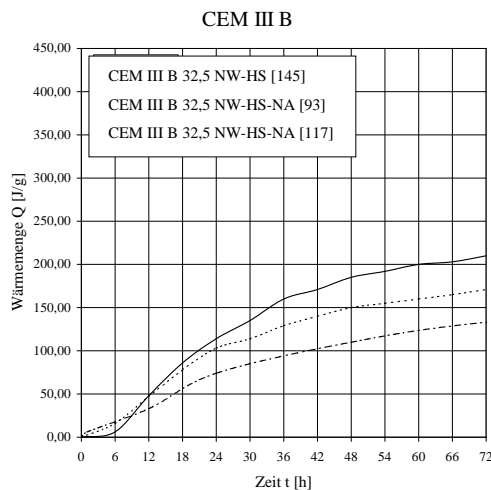


Bild 4.3: Entwicklung der Hydratationswärme (Lösungswärme) für CEM III B Zemente, Herstellerkennung [i]

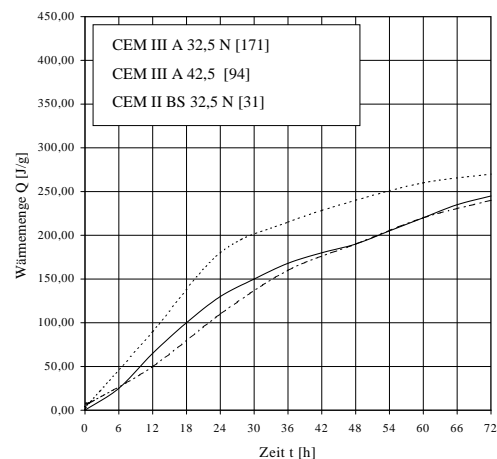


Bild 4.4: Entwicklung der Hydratationswärme (Lösungswärme) für die Versuchszemente, Herstellerkennung [i]

#### 4.3.3 Gesteinskörnungen und Sieblinie

Als Gesteinskörnungen kamen übliche regional vorhandene Rheinsande und -kiese zum Einsatz. Sie lagen in den Fraktionen Sand 0/2 mm, Kies 2/8 und 8/16 mm vor und entsprachen den Anforderungen der DIN 4226 [125]. Für alle Versuchsserien wurden die gleichen Zuschlagstoffe verwendet. Die Zusammensetzung der einzelnen Korngruppen wurde stichprobenartig während der gesamten Dauer der Untersuchungen überprüft, insgesamt konnte eine gleichbleibende Zusammensetzung und Qualität festgestellt werden. Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, wurde für alle Betonzusammensetzungen die gleiche Sieblinie verwendet. Ihre Abstimmung erfolgte zwischen den Regelsieblinien A/B 16 und Eignungsprüfungen, die als Tastversuche zur Optimie-



rung der Sieblinie dienten. In Bild 4.5 sind die verwendete Sieblinie und die Zusammensetzung der Kornfraktionen (M.-%) dargestellt.

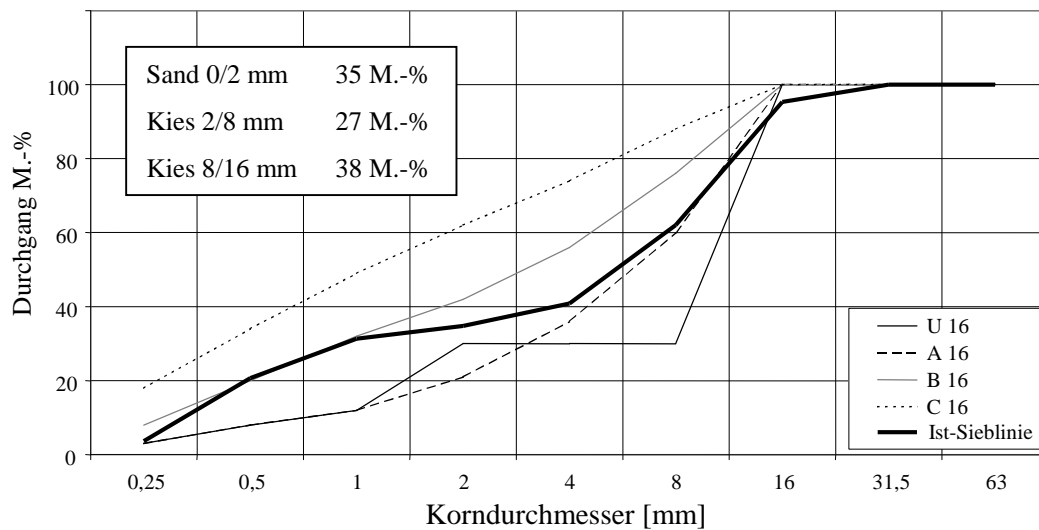


Bild 4.5: Ist-Sieblinie und Kornfraktionsanteile

Eine Veränderung der Sieblinie war für die Entwicklung gut zu verarbeitender und hochfester Betone nicht notwendig. Für speziell zu erzielende, die Druckfestigkeit und die Dauerhaftigkeit betreffende Festbetoneigenschaften, liegt in der Optimierung des Kornbandes jedoch noch erhebliches Potential.

#### 4.3.4 Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Zusatzstoffe und Zusatzmittel wurden von der Fa. MC Bauchemie, Bottrop, zur Verfügung gestellt [64]. Als Zusatzstoff wurde den Mischungsentwürfen Silikastaub (Centrilite Fume S (SF)) in Form einer 50%-igen Suspension zugegeben [107].

Aus einer zur Verfügung stehenden Variation an Fließmitteln erzielten zwei die gewünschten Frischbetoneigenschaften, ohne den Hydratationsprozess ungewünscht zu beeinflussen. Für den CEM II BS - Zement kam das Fließmittel Muraplast FK 62.3 zur Anwendung, für die CEM III - Zemente wurde Muraplast FK 61.2 verwendet. Beide Fließmittel sind sog. Hochleistungsfließmittel der neuen Generation auf Basis von Multicarboxylatether (MCE) und entsprechen den Anforderungen der DIN EN 934-2.

Vorversuche zur Wirkungsweise der Fließmittel, zum Einfluss des Silika-Anteils und zu den Wechselwirkungen zwischen beiden ergaben eine optimale Silika - Zugabemenge von 8 M.-% (Feststoff) bezogen auf den Zementgehalt. Die für die geforderte Frischbetonkonsistenz erforderliche Fließmittelmenge variierte je nach Zementart (Tabelle 4.3).

Tabelle 4.3: Fließmitteltyp und -menge

| Zementart        | Zement-Hersteller | Fließmittel       | Fließmittelmenge [M.-% bez. auf z] |
|------------------|-------------------|-------------------|------------------------------------|
| CEM III A 42,5   | 8                 | Muraplast FK 61.2 | 4,0                                |
| CEM III A 32,5 N | 11                | Muraplast FK 61.2 | 3,0                                |
| CEM II BS 32,5 R | 12                | Muraplast FK 62.3 | 2,0                                |

#### 4.3.5 Mischvorgang

Durch die hochwirksamen Fließmittel konnte der Mischvorgang für alle Mischungsentwürfe auf insgesamt 5 Minuten begrenzt werden, ohne Streuungen in Frisch- und Festbetoneigenschaften zu erhalten. Auch hier zeigte sich, dass die entwickelten Betonzusammensetzungen dem Anspruch an einfach herzustellende Betone gerecht wurden.

Eingesetzt wurde ein Zwangsmischer mit rotierendem Teller und drehzahl- sowie richtungs- gesteuertem Wirbler. Das Fassungsvermögen des Mixers beträgt 250 kg pro Mischung, so dass jede Versuchsreihe in einer Charge hergestellt werden konnte. Die genaue Mischfolge ist Tabelle 4.4 zu entnehmen.

Tabelle 4.4: Mischabfolge

|                  |                     |                       |        |                   |                  |                              |        |
|------------------|---------------------|-----------------------|--------|-------------------|------------------|------------------------------|--------|
| Mischdauer [sec] | 30                  | 90                    | 45     | 45                | 90               | 30                           | Σ 5:30 |
| Zugabe           | Zuschlag-<br>stoffe | Silika-<br>suspension | Zement | Zugabe-<br>wasser | Fließ-<br>mittel | Ruhezeit bis zur<br>Entnahme | Min.   |

#### 4.3.6 Mischungsentwürfe

Die drei entwickelten Betonzusammensetzungen wurden unverändert über den ganzen Versuchszeitraum beibehalten. Die Zusammensetzung und Qualität der Ausgangsstoffe konnte ebenfalls

über den gesamten Zeitraum garantiert werden. Als fixe Ausgangsgrößen wurden Zementgehalt, äquivalente Wasser-Bindemittelwert und Silika-Anteil festgelegt. Tabelle 4.5 ist eine Übersicht über die Betonzusammensetzungen - HPC-B1 bis HPC-B3 - zu entnehmen.

Tabelle 4.5: Mischungsentwürfe

| Bezeichnung          |                      | HPC - B1          | HPC - B2            | HPC - B3            |
|----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|---------------------|
| Zement               |                      | CEM III A<br>42,5 | CEM III A<br>32,5 N | CEM II BS<br>32,5 R |
| Zementgehalt: z      | [kg/m³]              | 395               | 395                 | 395                 |
| Zugabewasser: w      | [kg/m³]              | 80,58             | 86,51               | 90,46               |
| Silika, Feststoff: s | [M.-%]<br>bez. auf z | 8,0               | 8,0                 | 8,0                 |
| Silikasuspension     | [kg/m³]              | 63,2              | 63,2                | 63,2                |
| Fließmittel: fm      | Typ                  | FK 61.2           | FK 61.2             | FK 62.3             |
|                      | [M.-%]<br>bez. auf z | 4,0               | 3,0                 | 2,0                 |
|                      | [kg/m³]              | 15,80             | 9,88                | 5,93                |
| Sand 0-2 mm          | [kg/m³]              | 615,36            | 627,09              | 630,27              |
| Kies 2-8 mm          | [kg/m³]              | 470,94            | 481,33              | 491,64              |
| Kies 8-16 mm         | [kg/m³]              | 662,81            | 677,43              | 691,94              |
| w/(z+s)              | [-]                  | 0,3               | 0,3                 | 0,3                 |

#### 4.3.7 Frischbetoneigenschaften

Alle drei Frischbetone wiesen im Vergleich zu normalfesten Betonen ein eher klebrig-zähes Verhalten auf. Sie konnten anhand von Ausbreitversuchen mindestens der Konsistenzklasse F3 zugeordnet werden. Die Frischbetoneigenschaften der drei Mischungsentwürfe sind in Tabelle 4.6 zusammengestellt.

Tabelle 4.6: Frischbetoneigenschaften

| Mischungsentwurf    |          | HPC - B1 | HPC - B2 | HPC - B3 |
|---------------------|----------|----------|----------|----------|
| Konsistenzklasse    |          | F3       | F3       | F4       |
| Ausbreitmaß         | [cm]     | 45       | 47       | 49       |
| Luftporengehalt     | [Vol.-%] | 0,7      | 0,8      | 1,1      |
| Frischbetonrohichte | [kg/m³]  | 2,45     | 2,42     | 2,46     |

#### 4.4 Versuche zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften und deren Entwicklung

##### 4.4.1 Allgemeines

Die Entwurfsphase bestand aus einer Vielzahl von Versuchen zum mechanischen Materialverhalten und dessen Entwicklung (vgl. Tab. 4.1), um den Einfluss unterschiedlicher Parameter auf diese Eigenschaften bei der Fortentwicklung der Betonzusammensetzungen berücksichtigen zu können.

##### 4.4.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit wurde an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm geprüft. Die Proben verblieben 24 Stunden in der Schalung, wurden dann 6 Tage wassergelagert und danach bis zur Prüfung unter kontrollierten Bedingungen (20 °C, 65% RH) im Klimaraum gelagert (DIN 1048-5: 1991-06 [121]). Die Prüfungen wurden am 1., 3., 7. und 28. Tag an einer Serie mit jeweils drei Würfeln durchgeführt. Für die Zuordnung in eine Festigkeitsklasse nach DIN 1045-1:2001-07 [120] werden die gemessenen Druckfestigkeiten  $f_{c, dry, cube}$  in charakteristische Druckfestigkeiten von Probewürfeln (150 mm Kantenlänge), die entsprechend dem Referenzverfahren nach EN 12390-2 bis zum Prüftermin wassergelagert werden ( $f_{c, cube}$ ) überführt:

$$\text{Für HPC gilt: } f_{c, cube} = 0,95 \cdot f_{c, dry, cube} \quad (4.1)$$

In Tabelle 4.7 sind die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen zusammengestellt.

Tabelle 4.7: Druckfestigkeit und Druckfestigkeitsentwicklung, Festigkeitsklasse

| Mischungsentwurf                 |                      | HPC - B1 | HPC - B2 | HPC - B3 |
|----------------------------------|----------------------|----------|----------|----------|
| $f_{c,dry,cube,m}^{150}$ 1 Tag   | [N/mm <sup>2</sup> ] | 33,72    | 7,69     | 29,51    |
| $f_{c,dry,cube,m}^{150}$ 3 Tage  | [N/mm <sup>2</sup> ] | 59,93    | 32,93    | 52,37    |
| $f_{c,dry,cube,m}^{150}$ 7 Tage  | [N/mm <sup>2</sup> ] | 74,87    | 52,81    | 63,10    |
| $f_{c,dry,cube,m}^{150}$ 28 Tage | [N/mm <sup>2</sup> ] | 92,12    | 84,62    | 89,25    |
| $f_{c,cube,m}$                   | [N/mm <sup>2</sup> ] | 87,51    | 80,39    | 84,79    |
| $\min f_{c,cube,i}$              | [N/mm <sup>2</sup> ] | 80,86    | 78,25    | 72,17    |
| Festigkeitsklasse                |                      | C60/75   | C60/75   | C60/75   |

Bild 4.6 verdeutlicht die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit. Für die absoluten Druckfestigkeitsentwicklungen siehe Anhang A.1.

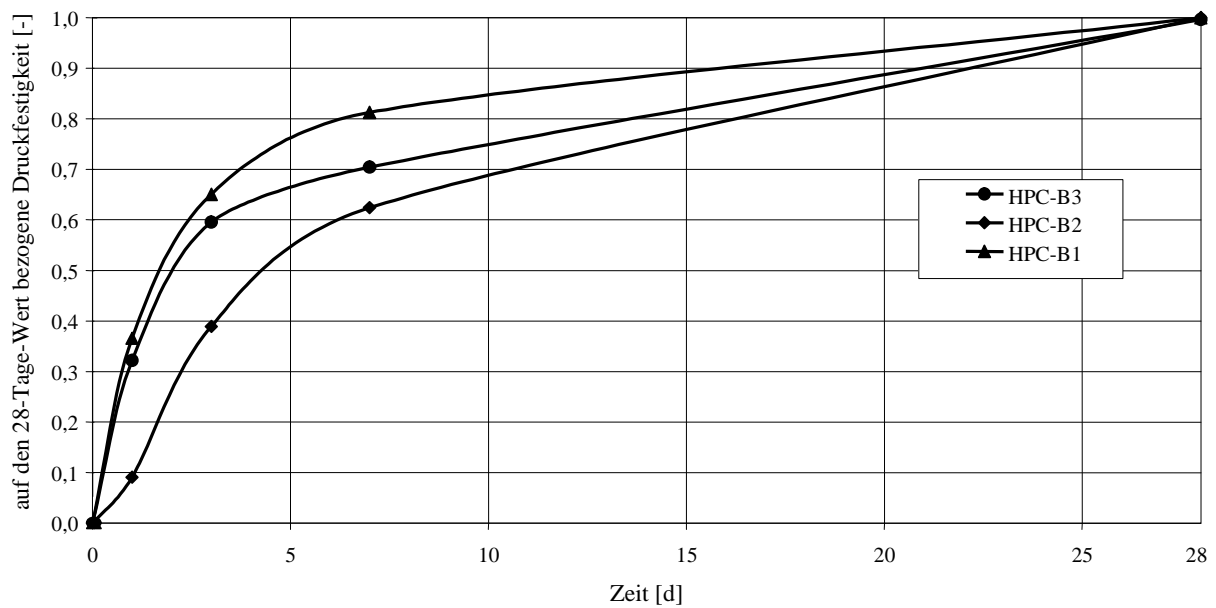


Bild 4.6: Druckfestigkeit und Druckfestigkeitsentwicklung

#### 4.4.3 Spaltzugfestigkeit

Die Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp}$ ) wurde gemäß DIN 1048-5: 1991-06 [121] ermittelt. Die Werte dienen vor allem als Richtwerte für die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit. In Tabelle 4.8 sind die Ergebnisse aus den Spaltzugprüfungen zusammengestellt.

Tabelle 4.8: Spaltzugfestigkeit und Spaltzugfestigkeitsentwicklung

| Mischungsentwurf |         |                      | HPC - B1 | HPC - B2 | HPC - B3 |
|------------------|---------|----------------------|----------|----------|----------|
| $f_{ct,sp}$      | 1 Tag   | [N/mm <sup>2</sup> ] | 2,89     | 1,48     | 1,67     |
| $f_{ct,sp}$      | 3 Tage  | [N/mm <sup>2</sup> ] | 4,15     | 3,54     | 2,92     |
| $f_{ct,sp}$      | 7 Tage  | [N/mm <sup>2</sup> ] | 4,68     | 4,24     | 3,80     |
| $f_{ct,sp}$      | 28 Tage | [N/mm <sup>2</sup> ] | 5,02     | 5,35     | 4,88     |

Bild 4.7 verdeutlicht die zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit. Eine Übersicht über die absoluten Spaltzugfestigkeitsentwicklungen findet sich in Anhang A.2.

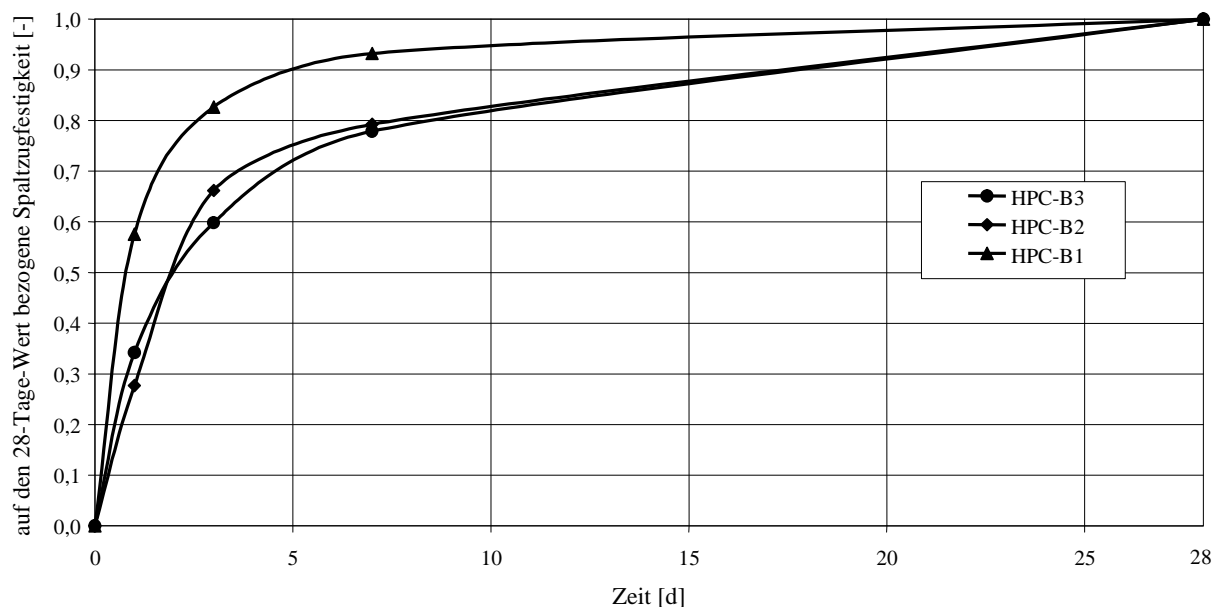


Bild 4.7: Spaltzugfestigkeit und Spaltzugfestigkeitsentwicklung

#### 4.4.4 Elastizitätsmodul

Die Entwicklung der Werkstoffsteifigkeit (Elastizitätsmodul: E-Modul) ist für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen am jungen Beton von großer Bedeutung und bedarf daher besonderer Beachtung. Für die Bestimmung des statischen E-Moduls am erhärteten Beton - z. B. als Materialparameter für Bemessungsaufgaben - eignet sich das in [121] dargestellte Prüfverfahren an zylindrischen Prüfkörpern. Für die Erfassung der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls bieten sich zerstörungsfreie Prüfungen an, bei denen kontinuierlich Messungen an den Prüfkörpern durchgeführt werden können. Die Ermittlung des E-Moduls mittels Ultraschalltechnik führt hier zu guten Ergebnissen und kann auch für jungen Beton, d. h. wenige Stunden nach der Betonage, angewandt werden.

*Statischer E-Modul:*

Die ermittelten Werte des statischen E-Moduls nach 28 Tagen dienen als Grundlage für die spätere analytische Abbildung der Entwicklung des E-Moduls und als Kontrollmöglichkeit der im weiteren dargestellten dynamischen Messungen. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.9 zusammengestellt.

Tabelle 4.9: Statischer E-Modul nach 28 Tagen

| Mischungsentwurf |                      | HPC - B1 | HPC - B2 | HPC - B3 |
|------------------|----------------------|----------|----------|----------|
| $E_{cm}$ 28 Tage | [N/mm <sup>2</sup> ] | 44375    | 43587    | 39201    |

#### *Dynamischer E-Modul:*

Das Verfahren zur Ermittlung des dynamischen E-Moduls mittels Ultraschalltechnik wird u. a. in [22], [198], [55], [27] beschrieben. Die Prüfungen wurden an Serien mit jeweils drei Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm durchgeführt. Die ersten Messungen wurden 24 Stunden nach der Herstellung direkt nach dem Ausschalen vorgenommen. Die Prüfkörper wurden zwischen den Messungen konservierend bei 20°C Umgebungstemperatur gelagert.

Der dynamische E-Modul entspricht dem statischen als Ursprungs-Tangentenmodul, d. h. er ist vergleichbar mit dem statischen E-Modul des unbelasteten Betons. Der Umrechnungsfaktor zwischen dynamischem und statischem E-Modul kann nach *Lang* [94] für HPC aus der Beziehung

$$E_{stat.} = 0,89 \cdot E_{dyn.} \quad (4.2)$$

ermittelt werden. In Tabelle 4.10 sind die Ergebnisse der Ultraschallmessungen und die nach (4.2) berechneten Werte für den statischen E-Modul wiedergegeben.

Tabelle 4.10: Gemessener dynamischer und berechneter statischer E-Modul

| Zeitpunkt | Einheit              | HPC - B1 |          | HPC - B2 |          | HPC - B3 |          |
|-----------|----------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
|           |                      | dyn      | cal stat | dyn      | cal stat | dyn      | cal stat |
| 1 Tag     | [N/mm <sup>2</sup> ] | 31744    | 28253    | 32597    | 29011    | 39075    | 34776    |
| 3 Tage    | [N/mm <sup>2</sup> ] | 42656    | 37963    | 43597    | 38802    | 45613    | 40595    |
| 7 Tage    | [N/mm <sup>2</sup> ] | 45350    | 40362    | 46486    | 41373    | 47140    | 41954    |
| 28 Tage   | [N/mm <sup>2</sup> ] | 47333    | 42127    | 48381    | 43059    | 47127    | 41943    |

Bild 4.8 enthält die zeitliche Entwicklung des dynamischen E-Moduls. Die absoluten E-Modulentwicklungen sind Anhang A.3 zu entnehmen.

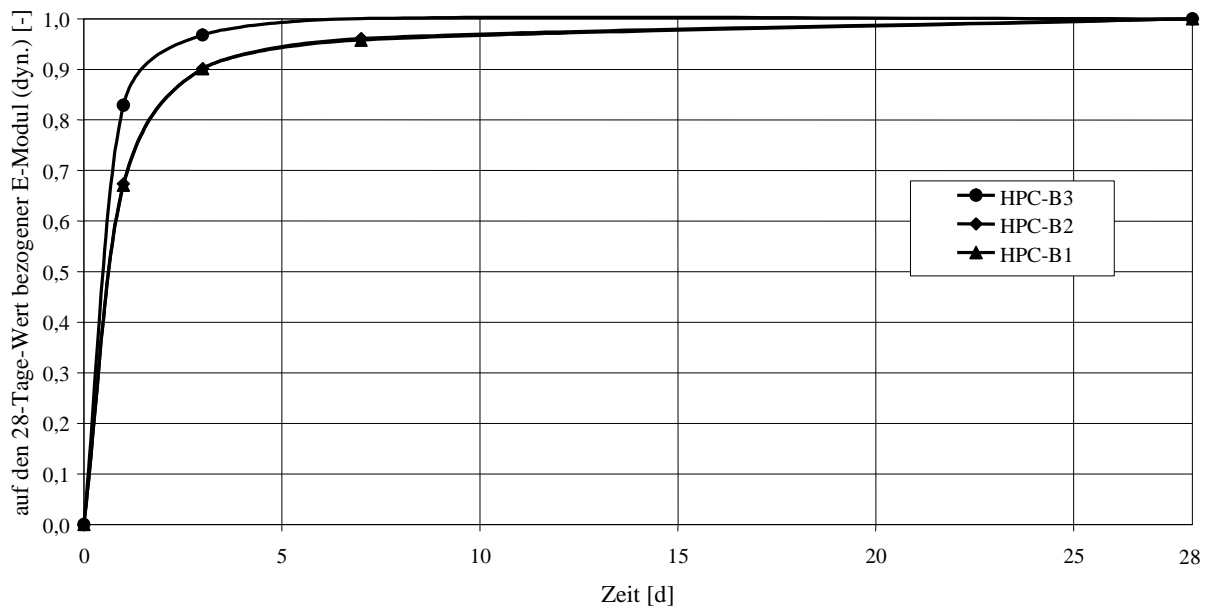


Bild 4.8: Entwicklung des dynamischen E-Moduls

#### 4.5 Versuche zur Ermittlung der Hydratationswärmeentwicklung

##### 4.5.1 Allgemeines

Die in Kapitel 4.3.2 vorgestellte Methode zur Bestimmung der Hydratationswärmeentwicklung von Zementen führt - extrapoliert man die Ergebnisse auf definierte Mischungszusammensetzungen für Betone - nur zu eher theoretischen Aussagen über die tatsächliche Hydratationswärmeentwicklung eines Betons. Insbesondere für HPCs, bei denen wegen des geringen äquivalenten w/z-Wertes keine vollständige Hydratation mehr stattfindet, können keine Aussagen über die Hydratationswärmeentwicklung basierend auf der Kenntnis der Wärmefreisetzung des Zements gemacht werden.

##### 4.5.2 Adiabatische Versuche

Um als Eingangswert für eine Temperatur-Spannungsberechnung eine bezogene Hydratationswärmeentwicklung zu erhalten, müssen fest definierte Randbedingungen geschaffen werden - unabhängig von klimatischen Randbedingungen und den Bauteil- bzw. Prüfkörperabmessung. Bei einer Anfangstemperatur der Mischung von 20°C werden Maßnahmen getroffen, die einen Wärmeabfluss nach außen verhindern. Dazu bestehen drei Umsetzungsmöglichkeiten:



- Die Versuche werden an sehr großen Prüfkörpern durchgeführt (Würfel mit 1m Kantenlänge), bei denen im Körpermittelpunkt praktisch kein Wärmefluss entsteht.
- Kleinere Prüfkörper (Kantenlänge 200 mm) werden zur Verhinderung eines Wärmeabflusses mit Wärmedämmung umfasst (semiadiabatisch).
- Die Umgebung des Prüfkörpers wird künstlich an die Temperatur im Körperinneren angepasst - man spricht von adiabatischen Randbedingungen.

Für die wärmetechnische Charakterisierung der Mischungsentwürfe wurden im Rahmen dieser Arbeit Versuche unter adiabatischen Randbedingungen im Klimaschrank als die geeignetsten erachtet, da diese sehr gut kontrollierbar sind: Ein Wärmeabfluss wird vollständig verhindert, das gesamte Temperaturszenario (Betoninnen-, Betonoberflächen- und Umgebungstemperatur) kann erfasst und hinsichtlich möglicher Fehlerquellen ausgewertet werden. Der Versuchsaufbau ist schematisch in Bild 4.9 dargestellt.

Der Frischbeton wurde mit 20°C in eine Schalung mit den Abmessungen 30/30/30 cm gefüllt und unmittelbar danach im Klimaschrank gelagert. Im Körpermittelpunkt konnte die Temperatur über einen Temperaturfühler aufgenommen werden. Die Temperatursteuerung des Klimaschranks (Genauigkeit < 1 [K]) wurde über einen ebenfalls im Probenkörpermittelpunkt eingebrachten Temperaturfühler und einen im Innenraum des Klimaschranks angebrachten Temperaturfühler entsprechend der Betontemperatur nachgeregelt. Bei der Bestimmung der Hydratationswärmeentwicklung mit dem Klimaschrank zeigte sich, dass die Streuung der Messungen an gleichen Betonzusammensetzungen sehr gering war (< 1 [K]).

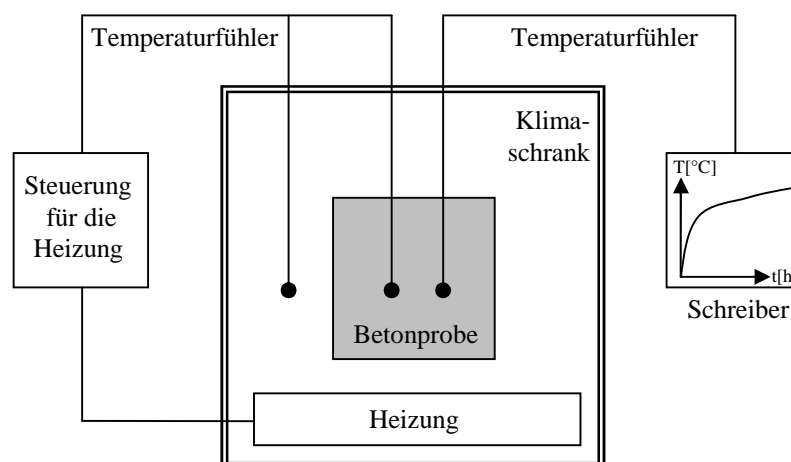


Bild 4.9: Adiabatischer Versuchsaufbau, Schema

Die Ergebnisse der quasi-adiabatischen Messungen für die drei Betonzusammensetzungen sind Bild 4.10 zu entnehmen.

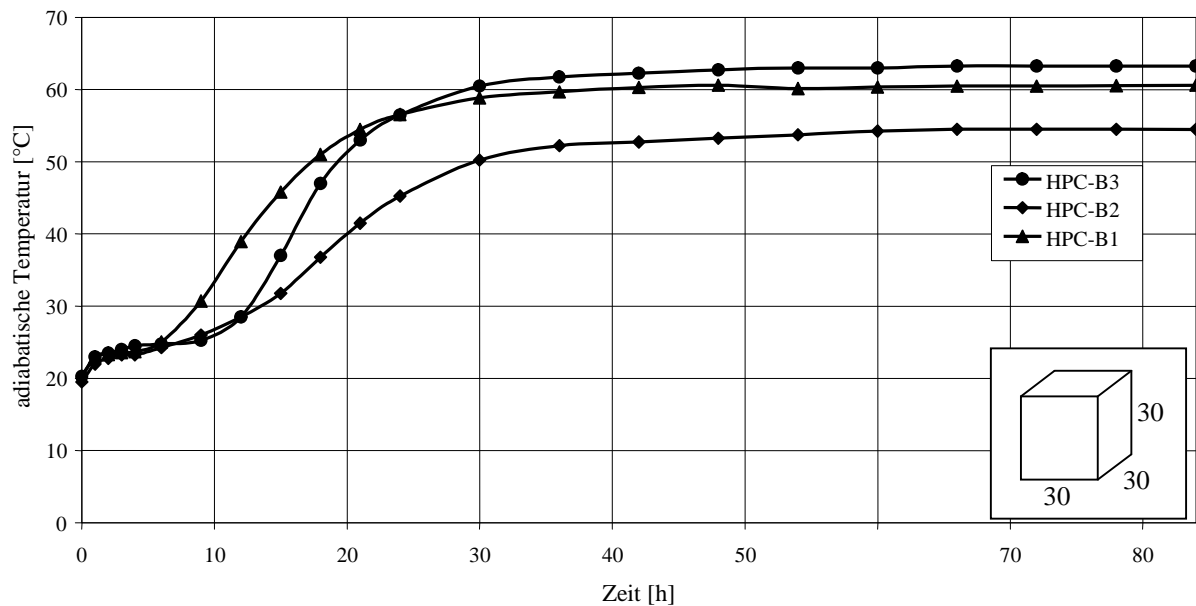


Bild 4.10: Hydratationswärmeentwicklung unter adiabatischen Randbedingungen

Nach nur kurzer Ruhephase beginnt die Hydratation bei den HPCs und verläuft in Abhängigkeit der betrachteten Betonzusammensetzung unterschiedlich intensiv. Insgesamt kann bei allen Betonzusammensetzungen eine gemäßigte Hydratationswärmeentwicklung beobachtet werden.

#### 4.6 Versuche zur Ermittlung von Zwangsspannungen

##### 4.6.1 Allgemeines

Für die Auslegung und Herstellung verformungsbehinderter Bauteile ist die Vorhersage der Entwicklung der Zwangsspannungen von grundlegender Bedeutung. Zahlreiche experimentelle Untersuchungen hierzu wurden vor allem von *Springenschmidt* und *Breitenbücher* im Reißrahmen durchgeführt [28]. *Schöppel* erweiterte diese Untersuchungen durch Versuche in einer Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine [170]. Eine hiermit vergleichbare Prüfmaschine setzte *Braasch* für Versuche zur Beurteilung des Rissrisikos abschnittsweise hergestellter Brückenüberbauten ein [27]; diese Prüfmaschine wurde auch für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche verwendet.

Mit der Kenntnis der Zwangsspannungsentwicklung unter definierten Randbedingungen lassen sich Rückschlüsse vor allem auf die viskoelastischen Eigenschaften und deren Entwicklung wäh-

rend der Hydratationsphase ziehen. Die Auswirkungen der Temperaturentwicklung, des Schwindens und Quellens, des Kriechens und der Relaxation auf die Entstehung der Zwangsspannungen können qualitativ und quantitativ für den jungen Hochleistungsbeton erfasst werden. Für realitätsnahe Berechnungen ist die genaue Abbildung der viskoelastischen Materialeigenschaften von großer Bedeutung.

#### 4.6.2 Technik der Temperatur - Spannungsversuche

In der für die Versuchsreihen verwendete Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine (s. Bild 4.11) im weiteren: TSM) des Instituts für Massivbau der Universität Duisburg-Essen kann ein horizontal liegender Prüfkörper untersucht werden [27]. Im Gegensatz zum starren Reißrahmen ist bei der TSM ein Querhaupt beweglich, so dass eine beliebige Verformungsbehinderung des Prüfkörpers eingestellt werden kann. Durch leistungsfähige Temperiersysteme können die Versuche unter beliebiger Temperaturbeanspruchung durchgeführt werden. Temperatur, Verformungsbehinderung, Kraft, Dehnung und Weg sind steuer- bzw. messbar. Über zwei getrennt voneinander arbeitende rechnergesteuerte Systeme werden die Temperatur- und Kraft/Weg-Regulierungen sowie die Datenerfassung der entsprechenden Größen vorgenommen.

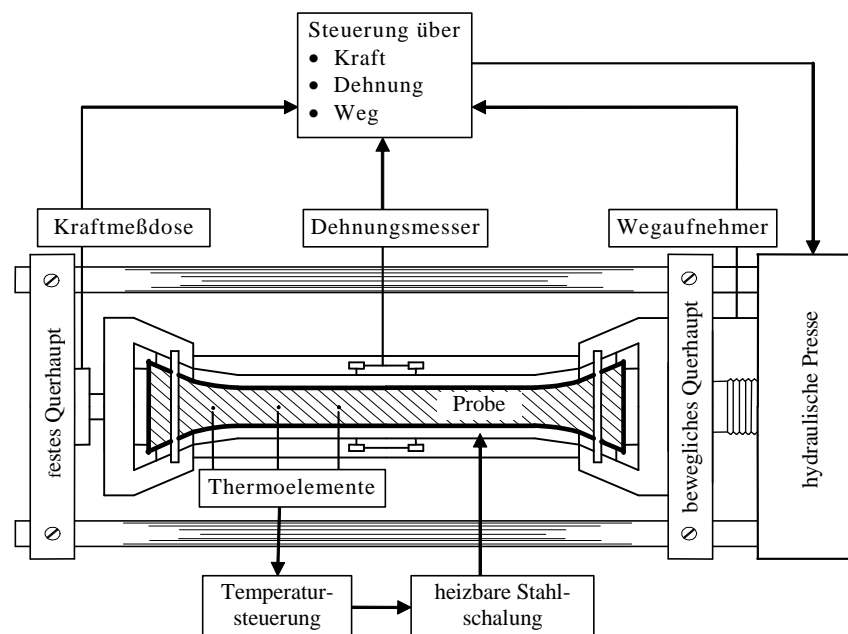


Bild 4.11: Temperatur-Spannungsprüfmaschine (TSM), Schema

#### *Prüfkörper:*

Der horizontal liegende Prüfkörper weist eine Gesamtlänge von 1265 mm bei einem innerhalb der Messstrecke konstanten Querschnitt von 150 / 150 mm auf. Der Frischbeton wird direkt in

die Schalung der Prüfeinrichtung eingebracht und durch Umformer verdichtet. Die Enden des Prüfkörpers sind für die Krafteinleitung aufgeweitet und passen sich der Stahlschalung an, die in diesem Bereich ausgestellte Stahlrippen zur Sicherstellung eines optimalen Verbunds aufweist. Um einen Riss an diesen Unstetigkeitsstellen zu vermeiden, wird der Prüfkörper dort durch Bügel verstärkt. Für die Temperaturerfassung sind im Inneren des Körpers Thermoelemente angeordnet, die an die Temperatursteuerung angeschlossen sind. Die Messaufnehmer der Thermoelemente befinden sich in der Mittelachse der Probe. Eine schematische Darstellung ist Bild 4.12 zu entnehmen.

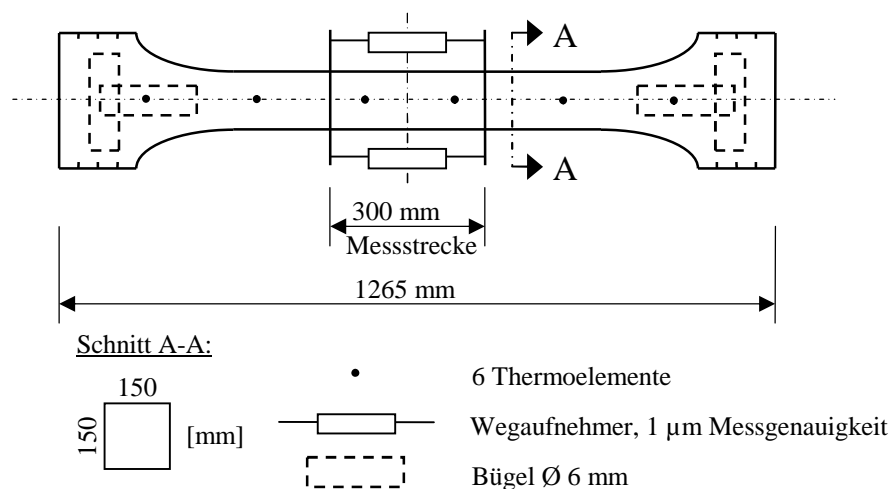


Bild 4.12: Prüfkörper mit Messtechnik, Schema

Für die Fixierung der Messeinrichtung wird der Prüfkörper von zwei Stahlstäben durchdrungen, an deren Enden sich die Wegaufnehmer zur Dehnungsmessung befinden. Die Stahlstäbe stellen eine zu vernachlässigende Störstelle im Gefüge des Prüfkörpers dar; bei keinem der Versuche trat ein Versagen des Körpers an genau einer dieser Stellen auf.

#### *Steuerung der Temperatur:*

Der Prüfkörper wird über Heiz- bzw. Kühlschlangen temperiert, die in der Edelstahl-Schalung implementiert sind. Die Stahlbacken in den Krafteinleitungsbereichen sind ebenfalls heiz- bzw. kühlbar. Durch individuelle Zu- und Abschaltbarkeit der Kreisläufe können auch unsymmetrische Temperaturszenarien eingestellt werden: Im Rahmen dieser Arbeit wurden diesbezüglich jedoch keine Versuche durchgeführt sondern nur quasi-adiabatische Randbedingungen eingestellt. Die einbetonierten Thermoelemente (s. Bild 4.12) nehmen entlang der Körpermittelachse die vorherrschende Temperatur auf und geben diese als sog. Ist-Temperatur an die Steuerung der

Temperiereinheit weiter. Als Soll-Temperatur ist der Steuereinheit ein festgelegtes Temperaturszenario vorgegeben. Durch den Abgleich von Ist- und Soll-Temperatur wird die Temperiereinheit gesteuert, die dann dem System entweder Wärme zuführt (heizt) oder sie ihm entzieht (kühlt). Steuerung und Temperiereinheit bilden ein System, das es ermöglicht, den Temperaturverlauf im Prüfkörper bis auf 1 K Genauigkeit an die Vorgaben anzunähern. Eine detaillierte Beschreibung der Temperatur-Technik der TSM findet sich in [27].

#### *Steuerung des Wegs / der Kraft:*

Die Messergebnisse, aus denen sich Spannungs- und Dehnungszustände des Prüfkörpers berechnen lassen, sind die zeitlichen Verläufe der Kraft im System, der Dehnung über die Messstrecke und des Verschiebeweges des beweglichen Querhauptes. Um die äußeren Einflüsse auf die Kraft- und Verformungsgrößen möglichst gering zu halten, wurde eine nahezu frei verschiebbliche Lagerung des Prüfkörpers angestrebt: Hierzu wurde die Bodenschalung mit zwei übereinander liegenden Gleitfolien ausgelegt, zwischen denen sich zur zusätzlichen Reibungsminderung ein feiner Ölfilm befindet. Die Seitenschalung wurde mit Schalöl behandelt und nach augenscheinlicher Erhärtung des Betons abgerückt. Der dadurch entstandene Luftspalt ist für die Temperierung nicht von Bedeutung, wie dies die im Inneren des Querschnitts aufgezeichneten Temperaturverläufe bestätigten (siehe z. B. Bild 4.13).

Die Dehnungsmessstrecke besteht aus zwei gegenüberliegenden Wegaufnehmern an den Seiten des Prüfkörpers. Bild 4.12 verdeutlicht die Anordnung der Wegaufnehmer an der 300 mm langen Messstrecke. Mit einer definiert vorgegebenen zulässigen Dehnung kann jede Verformungsbegrenzung von frei bis voll eingespannt für den Prüfkörper simuliert werden. Durch Nachfahren des beweglichen Querhauptes kann die geforderte Dehnung innerhalb der Messstrecke eingestellt werden.

Zusätzlich ist die TSM mit einem Wegaufnehmer ausgestattet, der den Verschiebeweg des Querhauptes aufnimmt. Für die Kraft-/Wegsteuerung im sehr jungen Alter des Betons (ca. 6 Stunden) ist die Aufnahme des absoluten Maschinenwegs unerlässlich, da wegen des plastischen Materialverhaltens eine an den Enden eingeleitete Kraftänderung nur eine reduzierte Dehnungsänderung im Bereich der Messstrecke bewirken würde. Bis zu 6 Stunden nach der Betonage, wenn der Beton augenscheinlich eine hinreichende Steifigkeit aufweist, wird die Maschine über den Wegaufnehmer am Querhaupt gesteuert; erst danach greift die Steuerung der Maschine auf die Daten aus den Wegaufnehmern an der Messstrecke zurück.

Am festen Querhaupt befindet sich zwischen den Krafteinleitungsbacken und dem Rahmen der Maschine eine Kraftmessdose. Diese dient sowohl als Mess- als auch als Steuerungselement zur Aufbringung einer definierten konstanten oder über die Zeit veränderlichen Kraft im Prüfkörper. Aus der Kombination von Dehnungsmessern, Wegaufnehmer am Querhaupt und Kraftmessdose können beliebige Szenarien eingestellt und alle maßgebenden Messwerte erfasst werden.

#### 4.6.3 Randbedingungen

Die Ermittlung der Zwangspannungsentwicklung fand für alle Versuche unter voller Verformungsbehinderung und quasi-adiabatischen Temperaturrandbedingungen statt. Versuche unter komplexen Temperatur- und Behinderungsszenarien sind nur schlecht reproduzier- und vergleichbar. Bauwerksbezogene Untersuchungen, bei denen die Randbedingungen an zuvor berechnete Steifigkeits- und Temperaturszenarien angeglichen werden, führen aufgrund von Maßstabeffekten und der nur schwer zu erfassenden Querdehnung des Prüfkörpers gerade im jungen Alter zu nur wenig repräsentativen Ergebnissen.

#### 4.6.4 Versuchsdurchführung

##### *Herstellung der Prüfkörper:*

Der Frischbeton wurde entsprechend unter konstanten Temperaturbedingungen (20°C) mit entsprechend vortemperierten Materialien hergestellt. Zeitgleich mit der Wasserzugabe wurde an der TSM die Temperatursteuerung gestartet, mit der für den Versuch quasi-adiabatische Temperaturrandbedingungen geschaffen wurden. Die vorgegebene Soll-Temperatur entsprach den zuvor im Klimaschrank ermittelten Temperaturverläufen unter quasi-adiabatischen Randbedingungen für den jeweils verwendeten Mischungsentwurf. Der Frischbeton wurde nach einer Konformitätsprüfung seiner Eigenschaften schnellstmöglich eingebracht, mit einem Umformer verdichtet und die Bügel an den Krafteinleitungsstellen sowie die Thermofühler eingebracht. Schließlich wurde der Prüfkörper mit Wärmedämmung und Folie vor ungewollten Außeneinflüssen und gegen Austrocknen geschützt.

Der Versuchsablauf in der TSM lässt sich in zwei Versuchsphasen unterteilen:

##### *Phase I: 0 bis 6 Stunden:*

Die Steuerung der Maschine lief innerhalb der ersten Versuchsphase über den Wegaufnehmer am beweglichen Querhaupt. Dazu wurde die Relativverschiebung der Querhäupter zueinander konti-

nuierlich gemessen und durch Nachfahren des beweglichen Teils ausgeglichen. Die Genauigkeit der Steuerung beträgt in diesem Bereich  $1,0\text{ }\mu\text{m}$ .

*Phase II: 6 bis 66 Stunden:*

Sobald der Beton eine ausreichende Steifigkeit aufwies - dies wurde an gleichzeitig hergestellten und vergleichbar gelagerten Materialproben festgestellt - , wurde die Seitenschalung gelöst und leicht abgerückt. Danach wurde die in Kapitel 4.6 beschriebene Dehnungsmesseinrichtung beidseitig an den quer zur Probekörperlängsachse einbetonierten Stahlstäben angebracht und eingerichtet, sodann wurde die Steuerung der TSM auf die beiden Dehnungsmesser umgeschaltet. Mit der Vorgabe einer vollen Verformungsbehinderung wurde anschließend die Dehnung auf der 300 mm langen Messstrecke durch entsprechendes Verfahren des beweglichen Querhauptes konstant Null gehalten. Auch hier betrug die Mess- und Regelgenauigkeit  $1,0\text{ }\mu\text{m}$ . Die entstehenden Kräfte wurden von Anfang an mittels Kraftmessdose kontinuierlich erfasst.

#### 4.6.5 Auswertung und Darstellung der Versuchsergebnisse

In den Bildern 4.13 bis 4.15 sind die Zwangspannungsverläufe der Versuchsbetone für volle Verformungsbehinderung unter quasi-adiabatischen Temperaturrendbedingungen für die ersten 66 Stunden dargestellt. Die Ergebnisse der Einzelversuche finden sich im Anhang A.

*Zwangspannungsentwicklung HPC-B1 (Bild 4.13):*

Der Höchstwert der Druckspannungen im Prüfkörper wird ca. 10 Stunden nach einer stetigen Zunahme mit  $-1,25\text{ N/mm}^2$  erreicht. Der weitere Verlauf der Spannungen im verformungsbehinderten Prüfkörper zeigt, dass sich die Spannungen bis hin zum Erreichen des Maximaltemperaturniveaus stetig reduzieren, so dass es zu einer Verminderung der Druckspannung bis auf  $-0,5\text{ N/mm}^2$  kommt. Im weiteren Versuchsverlauf sinken die Druckspannungen weiter leicht ab bis sie einen Endwert von ca.  $-0,48\text{ N/mm}^2$  (nach 66 h) erreichen.

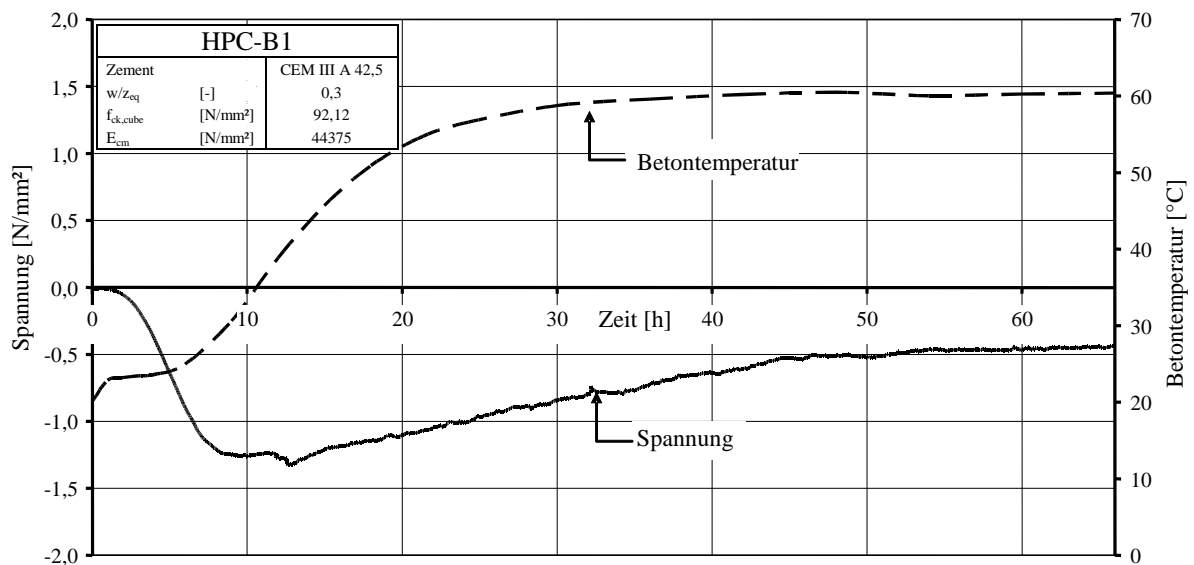
**HPC-B1 Mittelwerte**

Bild 4.13: Zwangspannungsentwicklung HPC-B1

*Zwangspannungsentwicklung HPC - B2 (Bild 4.14):*

Bei der Entwicklung der Zwangspannungen des Betons HPC-B2 sind die gleichen Charakteristika zu beobachten, wie beim HPC-B1. Der Verlauf der Druckspannungsentwicklung des HPC-B2 ist insgesamt gemäßiger, was auf den verwendeten Zementtyp (CEM III A 32,5 statt CEM III A 42,5) zurückzuführen ist. Der im Vergleich zu den Versuchen mit dem HPC-B1 unregelmäßigere Verlauf ist auf eine ungewollte bereichsweise Haftung der Prüfkörper an der Unterschalung und eine daraus folgende ruckartige Loslösung zurückzuführen. In der Summe gleichen sich diese Unregelmäßigkeiten jedoch aus. Der Druckspannungshöchstwert von  $-1,2 \text{ N/mm}^2$  wird nach ca. 11 h erreicht. Der Abbau der Druckspannungen führt nach 66 h zu einem verbleibenden Wert von  $-0,31 \text{ N/mm}^2$ .



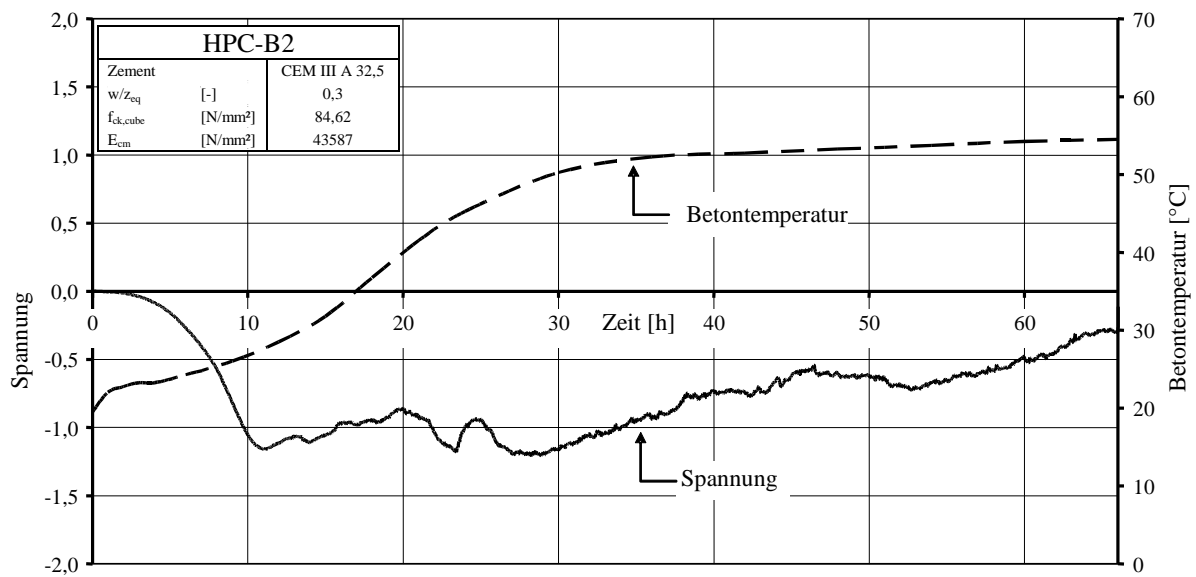
**HPC-B2 Mittelwerte**

Bild 4.14: Zwangspannungsentwicklung HPC-B2

*Zwangspannungsentwicklung HPC - B3 (Bild 4.15):*

Die Zwangspannungsentwicklung beim HPC-B3 unterscheidet sich deutlich von der vorher beschriebenen. Der verwendete Zement mit dem im Vergleich zu den anderen Zementen geringsten Hüttensandanteil wirkt sich deutlich auf die Temperatur- und Spannungsentwicklung im gezwängten Prüfkörper aus. Der Druckspannungshöchstwert von  $-1,1 \text{ N/mm}^2$  wird nach ca. 11 h erreicht, was zunächst vergleichbar mit den vorangegangenen Versuchen ist. Der trotz zunehmender Hydratationswärmeentwicklung danach beginnende Spannungsabbau erfolgt mit den einsetzenden Schwindvorgängen vergleichsweise stark. Die Druckspannungen halbieren sich innerhalb weniger Stunden und sind nach insgesamt 31 h vollständig ausgeglichen. Die Spannungsentwicklung setzt ihren Trend fort und es entstehen bis zum Versuchsende (66 h) Zugspannungen im Prüfkörper. Die maximal erreichte Zugspannung liegt mit ca.  $0,9 \text{ N/mm}^2$  unterhalb der aktuellen Zugfestigkeit der Betonprobe. Vor allem das bei diesem Beton ausgeprägte chemische Schwinden des jungen Betons führt zu dem beobachteten starken Einfluss auf die Zwangspannungen.

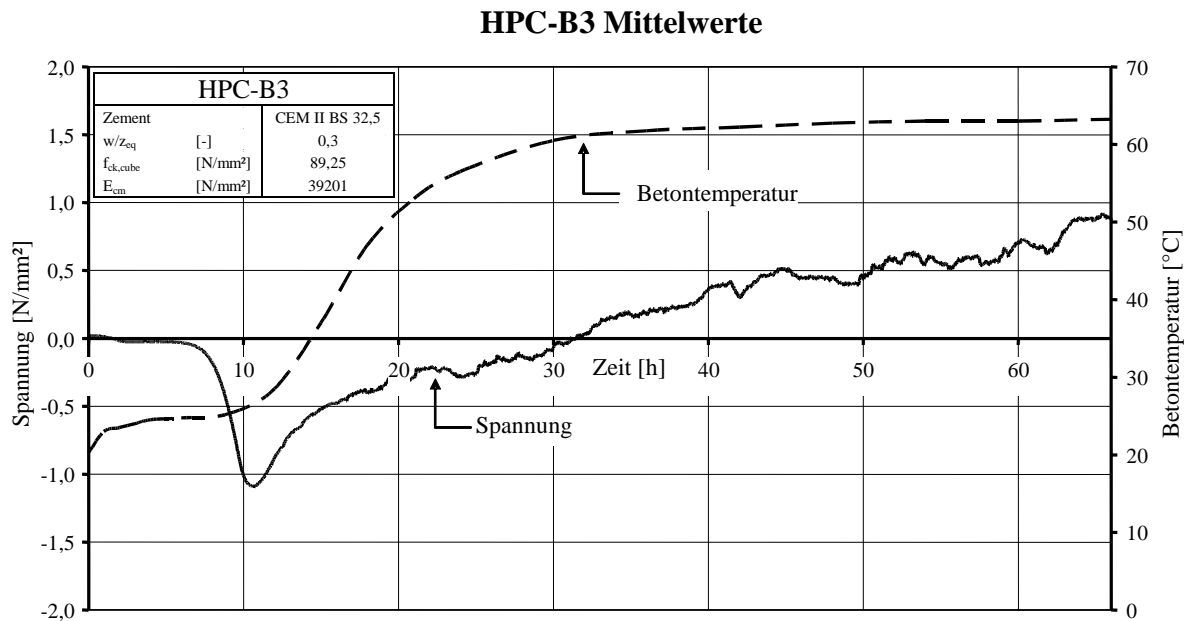


Bild 4.15: Zwangspannungsentwicklung HPC-B3

#### 4.7 Diskussion der Versuchsergebnisse

##### 4.7.1 Mischungsentwürfe

###### *Herstellung*

Es wurden drei Betonzusammensetzungen entworfen, deren mechanische Eigenschaften den aus der Literatur bekannten Mischungsentwürfen für HPCs entsprechen (vgl. Kap. 2). Mit den gewählten Betonzusammensetzungen können zielsicher HPCs (C60/75) mit Hochofenzement hergestellt werden.

###### *Druckfestigkeit*

Die Mischung HPC-B1 (CEM III A 42,5) entwickelt aufgrund der höheren Zementfestigkeit insgesamt auch die größte 28-Tage-Druckfestigkeit. Bei der Druckfestigkeit der Betone mit Zementen gleicher Festigkeitsklasse erreicht derjenige mit geringerem Hüttensandanteil (CEM II BS 32,5 R) nach 28 Tagen einen höheren Wert.

Betrachtet man die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit, lassen sich die Einflüsse auf den 28-Tage-Wert der Druckfestigkeit auch hier erkennen. Während die Druckfestigkeit des Beton HPC-B1 wegen des härtesten Zements - CEM III A 42,5 - schneller zunimmt, bremsen die

verminderte Zementfestigkeitsklasse - CEM III A 32,5 - (HPC-B3) und der dazu noch erhöhte Hüttensandanteil (HPC-B2) die Druckfestigkeitsentwicklung der anderen Mischungen.

### *Zugfestigkeit*

Die Spaltzugfestigkeit ist in der frühen Phase in erster Linie durch die Zugfestigkeit des Zementsteins und den Verbund zwischen Matrix und Zuschlag bestimmt. Nähert sich die Zugfestigkeit ihrem Endwert, ist sie durch Zugfestigkeit des gesamten Konglomerats bestimmt. Die Versuchsergebnisse spiegeln diesen Zusammenhang deutlich wider. Die Endwerte der Spaltzugfestigkeit aller drei Mischungen liegen dicht beieinander, wohingegen ihre Entwicklung durch die verwendete Zementart geprägt ist: HPC-B1 entwickelt seine Spaltzugfestigkeit korrelierend zu seiner Druckfestigkeit schneller als die anderen Betonzusammensetzungen mit weniger festen Zementen.

### *E-Modul*

Bei den Ultraschallmessungen am jungen Beton beeinflusst die Zusammensetzung des Zementsteins in der Erhärtungsphase die Größe des gemessenen E-Moduls. Der hüttensandarme Beton (HPC-B3) entwickelt seinen E-Modul schneller als die hüttensandreichereren Betone (HPC-B1 und HPC-B2).

### *Hydratationswärmeentwicklung*

Insgesamt entsprechen die Hydratationswärmeentwicklungen den Erwartungen, die an die drei Betonzusammensetzungen gestellt wurden. Die Mischung mit dem größten Klinkeranteil (HPC-B3 mit CEM II BS) entwickelt nach 84 Stunden Betrachtungszeitraum den größten Temperaturzuwachs mit  $\Delta T_{\text{HPC-B3}} = 43,25 \text{ K}$ . Mit  $\Delta T_{\text{HPC-B1}} = 40,60 \text{ K}$  entwickelt der HPC-B1 mit dem härtesten Zement (CEM III A 42,5) einen höheren Temperaturzuwachs als der HPC-B2 (CEM III A 32,5;  $\Delta T_{\text{HPC-B2}} = 34,50 \text{ K}$ ).

## 4.7.2 Konformität zu den formulierten Erwartungen

Die drei entwickelten Hochleistungsbetone HPC-B1, HPC-B2 und HPC-B3 werden den gestellten Anforderungen gerecht:

### *Einfache Herstellung und günstige Frischbetoneigenschaften:*

Durch die Verwendung von Rheinsand und –kies sowie handelsüblichen Betonzusatzstoffen und –mitteln wurden im Rahmen der Versuche kostengünstige, einfach herzustellende HPCs entwor-

fen. Alle drei Frischbetone wiesen Ausbreitmaße auf, die eine gute Verarbeitbarkeit gewährleisteten.

#### *Mechanische Eigenschaften eines Hochleistungsbetons:*

Die erreichten 28-Tage Druckfestigkeiten aller Mischungsentwürfe sind im Bereich eines hochfesten Betons. Druckfestigkeits-, Spaltzugfestigkeits- und E-Modulentwicklung entsprechen in ihren Verhältnismäßigkeiten den aus der Literatur bekannten Verläufen für HPC mit Hochofenzementen. Variationen bei der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften lassen sich durch die Unterschiede der verwendeten Zementarten hinsichtlich Festigkeitsklasse und Zusammensetzung begründen.

#### *Gemäßigte Hydratationswärmeentwicklung:*

Durch die Verwendung von Hochofenzementen konnten HPCs hergestellt werden, deren adiabatische Temperaturerhöhung je nach verwendetem Zement bei  $\Delta T_{\text{HPC-B2}} = 34,50 \text{ K}$ ,  $\Delta T_{\text{HPC-B1}} = 40,60 \text{ K}$  und  $\Delta T_{\text{HPC-B3}} = 43,25 \text{ K}$  lag. Vergleichbare Versuche für normalfeste Betone mit HOZ zeigen bei gleichen Anfangsbedingungen adiabatische Temperaturerhöhungen im selben Bereich [27], [160]. Dass trotz der größeren verwendeten Zementmengen adiabatische Temperaturerhöhungen im Bereich von normalfesten Betonen mit HOZ erzielt werden können, lässt sich auf den niedrigeren Hydratationsgrad der HPCs zurückführen.

#### 4.7.3 Eignung für verformungsbehinderte Bauteile

Durch die Ergebnisse der Temperatur-Spannungs-Versuche lassen sich die Versuchsbetone hinsichtlich ihrer Reißneigung bei der Verwendung in verformungsbehinderten Bauteilen beurteilen. Dazu ist für jede Betonzusammensetzung der Einfluss der einzelnen Faktoren, die zur Entwicklung von Zwangsspannungen führen, zu beurteilen. Durch Interpretation der gemessenen charakteristischen Spannungsverläufe können diese Einflussfaktoren gewichtet und bauteilbezogene Rückschlüsse gezogen werden.

In Bild 4.16 sind die Trendlinien der Zwangspannungsentwicklung der drei hochfesten Versuchsbetone für volle Verformungsbehinderung unter quasi-adiabatischen Temperaturbedingungen zusammengestellt.

Mit den in Kapitel 3 dargestellten Zusammenhängen zum Aufbau von Zwangspannungen in verformungsbehinderten Bauteilen und den Ansätzen zur mathematischen Beschreibung der Zwangspannungen lassen sich über die Verläufe der Spannungsentwicklungen Prognosen für ein bauteilbezogenes Verhalten bei abfließender Hydratationswärme stellen.

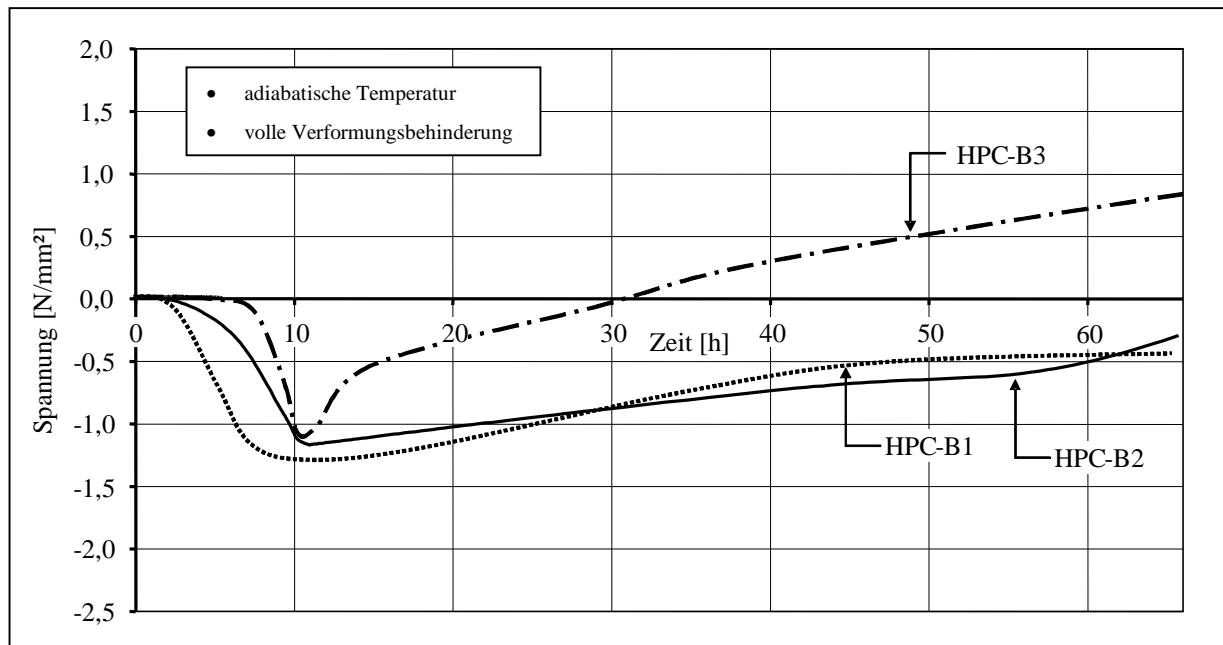


Bild 4.16: Zwangspannungsentwicklung der Versuchsbetone im Vergleich

### HPC-B1 / HPC-B2:

Die beiden Hochleistungsbetone auf Basis von CEM III/A entwickeln etwa vergleichbare Zwangspannungsverläufe. Aufgrund der höheren Zementfestigkeitsklasse und der intensiveren Hydratationswärmeentwicklung HPC-B1 läuft der Aufbau der Druckspannungen beim HPC-B1 dem des HPC-B2 leicht voraus.

Bereits vor dem Erreichen der Maximaltemperatur, beeinflussen die Relaxations- und Schwind- einflüsse die Druckspannungen. Trotz adiabatischer Randbedingungen nehmen die Druckspannungen stetig ab. Für eine angenommene frei abfließende Hydratationswärme wirkt sich der Einfluss des Schwindens in Form eines Abbaus der zuvor aufgebauten Druckspannungen aus: Es ist eine zweite Nullspannungstemperatur zu erwarten, die nur wenig unter dem Temperaturmaximum und deutlich oberhalb der ersten Nullspannungstemperatur liegt.

**HPC-B3:**

Anhand der Zwangspannungsentwicklung des Hochleistungsbetons auf Basis eines CEM II BS wird der große Einfluss des chemischen Schwindens auf die Zwangspannungsentwicklung deutlich. Der Abfall der Druckspannungen nach Einsetzen des Schwindens (ca. 10h) führt trotz ansteigender Temperatur dazu, dass schon unter adiabatischen Randbedingungen die Spannung ihr Vorzeichen wechselt. Die zweite Nullspannungstemperatur ist für den Fall des freien Wärmeabflusses gleich der Maximaltemperatur und damit wesentlich höher als die erste.

Durch die ausgeprägt starken Schwindverkürzungen des HPC-B3 ist das zu erwartende Rissrisiko beim Abfließen der Hydratationswärme trotz erhöhter Zugfestigkeiten deutlich höher als bei den anderen Betonzusammensetzungen. Erste Risse können schon kurz nach Erreichen der Maximaltemperatur im Bauteil entstehen, d.h. für verformungsbehinderte Bauteile ist dieser Beton nicht geeignet.

**4.8    Fazit**

Insgesamt konnte durch die Versuche gezeigt werden, dass die Ermittlung der Zwangspannungsentwicklung durch Temperatur-Spannungsversuche unter definierten Bedingungen ein geeignetes Mittel ist, um die Eignung von Betonzusammensetzungen für den Einsatz in verformungsbehinderten Bauteilen zu beurteilen. Es wurde gezeigt, dass der Einfluss des Schwindens in Abhängigkeit vom verwendeten Zement die Vorteile, die eine gemäßigte Hydratationswärmeentwicklung bietet, negativ überlagern und das Rissrisiko damit deutlich vergrößern kann.

Für eine genaue Entwicklung bauteilgerechter Betonzusammensetzungen müssen die hier durchgeführten Betrachtungen durch ergänzende Versuchsreihen unter Berücksichtigung zusätzlicher bauteilrelevanter Einflussfaktoren (reale zu erwartender Temperaturentwicklungen im Bauteilinneren, Temperaturrandbedingungen, Bauteilabmessungen, Einspanngrad, etc.) ergänzt werden.

## 5 Numerische Betrachtungen zur Beurteilung von Rissrisikobereichen

### 5.1 Zielsetzung

Durch wirklichkeitsnahe Berechnungen können Rissrisikobereiche in Wänden von offenen Klärbecken ermittelt werden. Damit ein wartungsarmes und wirtschaftlich optimiertes Bauwerk unter Nutzung moderner Berechnungsmöglichkeiten entstehen kann, muss der zu erwartenden Rissbildung sinnvoll begegnet werden, indem

- eine geeignete Betonrezeptur für die Zwang- und Rissrisikominimierung im Herstellungszustand gefunden und weiter optimiert wird,
- der Zeitpunkt der Erstrissbildung mit der korrespondierenden Betonzugfestigkeit zielgenau bestimmt wird,
- Behälterbereiche abgegrenzt werden, in denen eine Rissbreitenbegrenzung auf vollen Zwang erforderlich ist,
- in den übrigen Bereichen die tatsächlich auftretende Zwangsschnittgröße zur Festlegung der Mindestbewehrung ermittelt wird.

Am Beispiel ausgewählter Konstruktionen unter dem Ansatz wirklichkeitsnaher Randbedingungen eines vorgegebenen Standorts werden im Folgenden numerische Berechnungen gezeigt, die eine Beurteilung und Auslegung der Konstruktion entsprechend der oben genannten Punkte als individuelles Bauwerk unter den vorgegebenen Bedingungen ermöglichen. Auf Basis dieser Untersuchungen sollen Bemessungsansätze und Ausführungsvorschläge vorgestellt werden, die in Zusammenhang mit einer individuellen, bauwerksbezogenen numerischen Analyse als Planungswerkzeug Sicherheit bei der Erstellung kostenoptimierter, dauerhafter und qualitativ hochwertiger offener Beckenkonstruktionen bieten sollen.

### 5.2 Berechnungsgrundlagen

#### 5.2.1 Allgemeines

Mit der Methode der Finiten Elemente kann eine gekoppelte Berechnung von Temperatur- und Verschiebungsfeldern, zeitabhängigen Werkstoffeigenschaften und thermischen Spannungen zur Erzielung realitätsnaher Ergebnisse durchgeführt werden. Dazu ist im Vorfeld der Berechnungen

eine möglichst realitätsnahe Erfassung des komplexen zeit- bzw. hydrationsgradabhängigen mechanischen und viskoelastischen Materialverhaltens des jungen Betons durch Versuche und analytische Ansätze notwendig. Die in den vorangegangenen Abschnitten erörterten Zusammenhänge finden Eingang in die Temperatur- Spannungsberechnungen von Beckenwandausschnitten unter unterschiedlichen Randbedingungen.

### 5.2.2 Finite-Elemente-Berechnung

Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem *INTRON* der Fa. *Femmasse* bei Anwendung der Module *MATERIALS-DATABASE* und *HEAT* durchgeführt. Die Temperatur-Spannungsberechnung dieses Programms erfolgt zeitinkrementell an zweidimensionalen Bauteilausschnitten. Die zuvor bestimmten Temperatur- und Reifefelder fließen mit alters- und hydrationsgradabhängigen Betoneigenschaften in die Berechnung ein.

### 5.2.3 Abbildung der Struktur

Für die Berechnungen wird ein zweidimensionaler Beckenausschnitt idealisiert, der die volle Wandhöhe und einen Bodenplattenausschnitt abbildet. Die Länge des abgebildeten Bodenplattenausschnitts wird unter Ausnutzung der Symmetrie auf den halben Beckendurchmesser begrenzt. Die verwendeten Elemente sind erweiterte Rechteck-Scheibenelemente mit einer durch die Geometrie des Beckens bedingten Kantenlänge von 10/10 cm im Wand- und Bodenplattenbereich, 5/5 cm im Bereich des Wandfußes und in der Bodenplatte im Einflussbereich der aufgehenden Wand. In den Übergangsbereichen werden entsprechende Dreieckelemente angeordnet. Die Freiheitsgrade der Elementknoten erlauben Verformungen in der X-Y-Ebene, Translationen in Z-Richtung und Verdrehungen um die X- und Y-Achse mit den sich daraus ergebenden Dehnungs- und Spannungsvektoren  $\epsilon$  und  $\sigma$ :

$$\epsilon = \begin{bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad \sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

Die Spannungsermittlung erfolgt zeitinkrementell und wird durch Auswertung und Überlagerung der einzelnen Verschiebungsfeldanteile aus



- thermischen Verformungen,
- Verformungen aus Schwindverkürzungen,
- elastischen Dehnungen und
- viskoelastischen Verformungen

ermittelt. Der Reifegrad fließt durch Verwendung einer inkrementellen Komplianz Matrix  $C^i$  in die Berechnungen ein:

$$\sigma^{i+1} = C^i [\Delta \varepsilon^i - \Delta \varepsilon_s^i] + \sigma^i \quad (5.2)$$

- mit:
- $\sigma^{i+1}$ : Spannungsvektor am Ende des Zeitschritts  $i$
  - $\sigma^i$ : Spannungsvektor am Beginn des Zeitschritts  $i$
  - $\Delta \varepsilon^i$ : inkrementeller Dehnungsvektor im Zeitintervall  $i$
  - $\Delta \varepsilon_s^i$ : inkrementeller Dehnungsanteil aus Schwinden im Zeitintervall  $i$
  - $C^i$ : inkrementelle Komplianz Matrix zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung von Steifigkeit und Relaxationsvermögen.

Für die Berechnung der Längsspannungsentwicklung in der Wand ist eine genaue Abbildung ihres Behinderungsgrades durch Bodenplatte und Boden erforderlich. Dazu ist insbesondere die Systemsteifigkeit senkrecht zur Betrachtungsebene realitätsnah zu idealisieren. Durch die Möglichkeit, Lagerungsbedingungen aus der Betrachtungsebene heraus zu definieren, erhält die verwendete Berechnungssoftware einen 3-dimensionalen Charakter und erlaubt dadurch Berechnungen an zweidimensionalen Strukturen mit definierter Steifigkeit in Normalenrichtung.

Durch die Elementierung einer an die Struktur anschließenden Bodenschicht mit definierter Steifigkeit kann die Systemsteifigkeit bzw. der Behinderungsgrad für die aufgehende Wand beliebig eingestellt werden. Dazu wurden im Rahmen von Vorbetrachtungen Vergleichsberechnungen durchgeführt, bei der die Größe des Behinderungsgrades der Wand durch die iterative Variation einer fiktiven Bodensteifigkeit eingestellt wird. Das gesamte System ist in X-Richtung horizontal und in Y-Richtung vertikal unverschieblich gelagert, die Rotationsfähigkeit um die X- und Y-Achse ist gegeben.

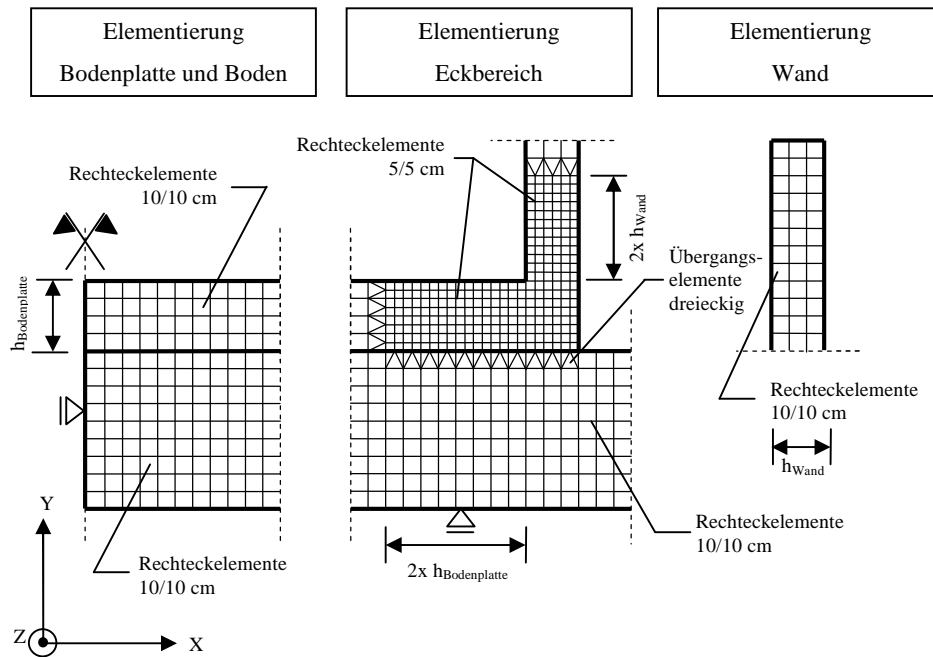


Bild 5.1: Elementierung der Struktur

#### 5.2.4 Abbildung des Materials

Für die Berechnungen werden die in Kapitel 4 dargestellten Hochleistungsbetone modelliert. Für Vergleichsbetrachtungen wird zusätzlich ein Standardbeton NSC 1 ( $w/z = 0,6$ , C20/25, CEM III A 42,5,  $E_{cm,28} = 31489 \text{ N/mm}^2$ ) generiert. Die anwendungsbezogen entwickelten Betonzusammensetzungen für die Betone HPC-B1, HPC-B2 und HPC-B3 wurden durch Versuche charakterisiert und finden Eingang in die programmtechnische Materialerfassung. Die bei der Abbildung des Materials berücksichtigten Eigenschaften sind Bild 5.2 zu entnehmen:

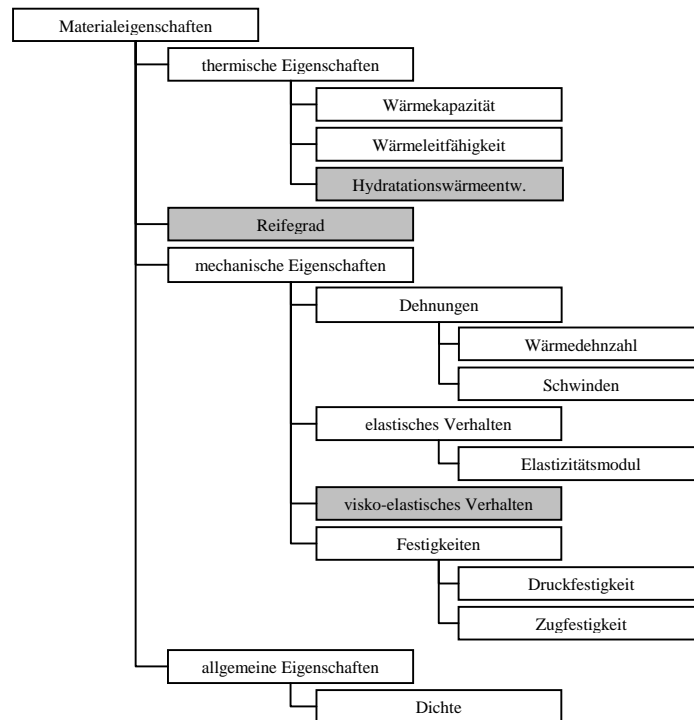


Bild 5.2: Abbildung der Materialeigenschaften

Die in Bild 5.2 gesondert markierten Eigenschaften

- Hydratationswärmeentwicklung,
- Reifegrad,
- visko-elastisches Verhalten

müssen von den versuchstechnisch erfassten Datenreihen in die jeweils programmtechnisch verwendeten Ansätze überführt werden und können deshalb nicht direkt übernommen werden. Die Hydratationswärmeentwicklung wird hierzu mittels Parameteranpassung über den Ansatz nach *Wesche* approximiert (s. Kapitel 2), die zeitvariante Reife des Materials findet über den Zeitverzerrungsfaktor nach *Arrhenius* Eingang in die Berechnungen (s. Kapitel 2); das visko-elelastische Materialverhalten der Betone im jungen Alter wird durch die Parameteranpassung einer *Maxwell*-Kette mit sechs Elementen abgebildet und programmtechnisch erfasst.

#### *Thermische Stoffkennwerte:*

Die thermischen Stoffkennwerte, die programmtechnisch bei der Modellierung des Materials erfasst werden, sind die Wärmekapazität  $C$ , die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  und die Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$ .

Die **Wärmekapazität  $C$  [kJ/(kg K)]** bezeichnet das Vermögen eines Körpers, Energie in Form von Wärme zu speichern - ausgedrückt als Verhältnis zwischen Energieaufnahme oder -abgabe und der sich daraus ergebenden Temperaturänderung. Bezogen auf die Masse oder das Volumen eines Körpers ergibt sich die spezifische Wärmekapazität.

Die **Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  [W/(m K)]** ist das Vermögen eines Stoffes, Wärmeenergie zu transportieren. Die Geschwindigkeit, mit der beim Erwärmen eines Stoffes die Wärmeenergie von einem Teilchen auf das nächste weitergegeben wird, wird durch die Wärmeleitfähigkeit bestimmt. Sie wird vor allem maßgeblich durch die Dichte und den Feuchtegehalt des Materials beeinflusst.

Die **Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  [-]** gibt bei einer Temperaturänderung  $\Delta T$  und zwangsfreier Lagerung das Verhältnis zwischen der Temperaturerhöhung und der Längen- bzw. Volumenänderung  $\varepsilon_T$  an.

#### 5.2.5 Abbildung der thermischen Randbedingungen

Die temperaturbedingten Zwangsspannungen in der Beckenwand werden von der Temperaturentwicklung im Inneren des Bauteils und der thermischen Wechselwirkung mit der Umgebung bzw. den beaufschlagten Medien bestimmt. Eine möglichst realitätsnahe Erfassung der Einflüsse auf die Temperaturentwicklung ist von großer Bedeutung für eine genaue Quantifizierung der Spannungen in der Beckenwand. Programmtechnisch können die Randbedingungen gemäß Bild 5.3 zur Berechnung der Temperaturfelder berücksichtigt werden.

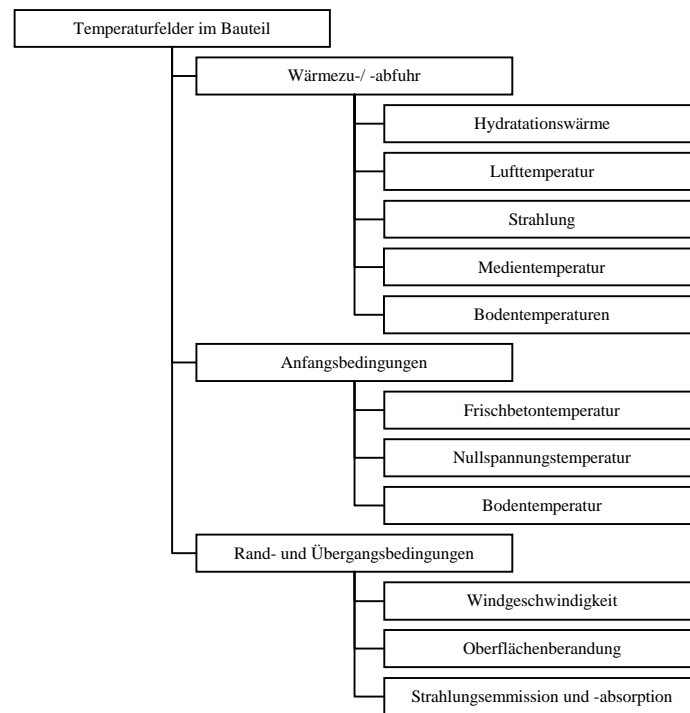


Bild 5.3: Einflüsse auf die Berechnung der Temperaturfelder

*Anfangsbedingungen:*

Der spannungsfreie Zustand zu Berechnungsbeginn geht mit definierten thermischen Anfangsbedingungen einher. Für die Berechnungen an neu herzustellenden Bauteilen sind diese Anfangsbedingungen durch die Frischbetontemperatur gekennzeichnet. Die Frischbetontemperatur lässt sich in Abhängigkeit von der mittleren Tagestemperatur brauchbar mit den in Kapitel 3 dargestellten Zusammenhängen abschätzen [3], [181].

Als wesentliche Anfangsbedingung für Berechnungen an erhärteten Bauteilen ist die zugehörige aktuelle Nullspannungstemperatur  $T_N$  zu ermitteln. Sie ist in der Konstruktion gespeichert und hängt von ihrer Herstellungs-, Belastungs- und Erhärtungsgeschichte ab. *Mangold* bezeichnet die Nullspannungstemperatur beim Temperatúrausgleich  $T_N(t_a)$  als die Nullspannungstemperatur, die nach Abfließen der Hydratationswärme in der Konstruktion verbleibt [103]. Der Zeitpunkt  $t_a$  ist erreicht, wenn die Betontemperaturen nur noch durch die im vorliegenden Fall von Außen einwirkenden zyklisch auftretenden Erwärmungs- und Abkühlungsphasen beeinflusst werden. Für Berechnungen an erhärteten Strukturen ist  $T_N(t_a)$  die maßgebende Nullspannungstemperatur, die als Anfangstemperatur den spannungslosen Zustand des Systems charakterisiert. Sie ändert sich während der Nutzungsdauer des Bauwerks nur noch wenig und ist daher eine langfristig bestimmende Größe für die im Bauteil auftretenden Zwangs- und Eigenspannungen [103]. Je niedriger  $T_N(t_a)$ , desto geringer sind die über den Nutzungszeitraum zu erwartenden Zwangs- und Eigen-

spannungen.  $T_N(t_a)$  ist von der sog. zweiten Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  (vgl. Bild 3.4) zu unterscheiden. Durch den sog. Nullspannungstemperaturabbau  $\Delta T_{N,a}$  wird die Veränderung der Nullspannungstemperatur nach dem Erreichen der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$  und dem vollständigen Abfließen der Hydratationswärme erfasst:

$$\Delta T_{N,a} = T_{N2} - T_N(t_a) \quad (5.3)$$

mit:

$T_N(t_a)$ : Nullspannungstemperatur beim Temperatenausgleich [°C]

$T_{N2}$ : zweite Nullspannungstemperatur [°C]

Die Nullspannungstemperatur nicht als fixe Größe zu betrachten, wird dem Baustoffverhalten unter realen Randbedingungen gerecht; ihre Veränderung basiert auf einer nur schwer erfassbaren Überlagerung mehrerer Einflussgrößen, wie der Entwicklung von E-Modul, Relaxations- und Kriechverhalten, Mikrorissbildung, Schwinden und Temperaturgeschichte. Eine präzise Trennung der einzelnen Einflussgrößen ist deshalb nur schwer möglich [103]. Bei Bauteilen, die der Witterung ausgesetzt sind und durch periodisch veränderliche Einwirkungen beansprucht werden, kann aufgrund der oben beschriebenen Einflüsse davon ausgegangen werden, dass die Nullspannungstemperatur  $T_N(t_a)$  ebenfalls periodisch veränderlich ist und qualitativ den jeweiligen Spannungsniveaus nachläuft. Unter Umständen kann bei HPC  $T_N(t_a)$  zunächst größer sein als die zweite Nullspannungstemperatur  $T_{N2}$ , da der starke Einfluss des chemischen Schwindens nicht durch das nur schwach ausgeprägte Relaxationsverhalten kompensiert werden kann [52], [79].

### 5.3 Umfang der Berechnungen

#### 5.3.1 Allgemeines

Im Rahmen dieser Arbeit sollen die wesentlichen Einflüsse auf übliche, offene Klärbeckenkonstruktionen rechnerisch erfasst und entsprechend der formulierten Zielsetzung ausgewertet werden. Variationen der Bauteilgeometrie und die Vielfalt der möglichen Randbedingungen stellen insgesamt eine nicht erfassbare Zahl von Parametern dar. Deshalb wurden die rechnerischen Untersuchungen nur an ausgewählten Beispielen mit innerhalb repräsentativer Grenzwerte nach *Iványi / Buschmeyer* [75] festgelegten Randbedingungen durchgeführt.

Bei der Herstellung offener, fugenlos hergestellter Klärbecken ist deren Grundform (rund, rechteckig) für die hier vorgestellten Betrachtungen von untergeordneter Bedeutung und braucht von daher nicht explizit differenziert zu werden. Die gewonnenen Erkenntnisse gelten deshalb sowohl für Rechteck- als auch für Rundbecken. Den Berechnungen zugrunde gelegt wurde dementsprechend ein Rundbecken mit den geometrischen Eigenschaften gemäß Bild 5.4.

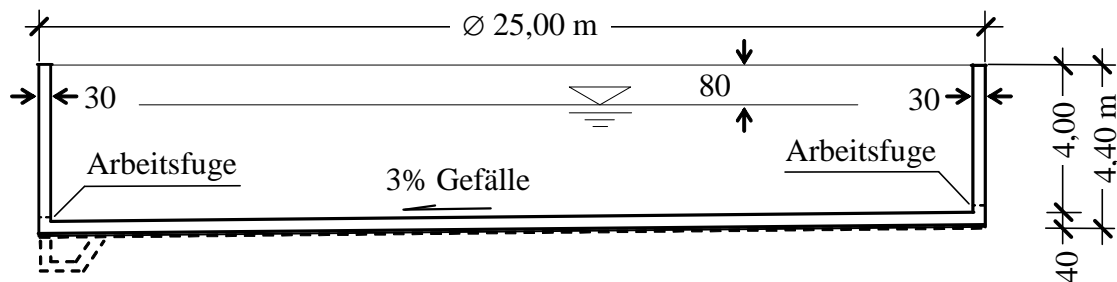


Bild 5.4: Beckengeometrie, Rundbecken

### 5.3.2 Beckentyp

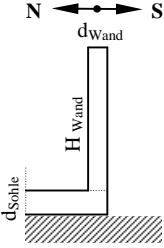
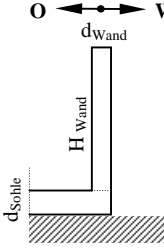
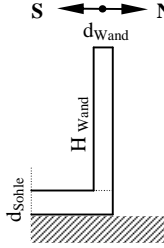
Ein relevantes Unterscheidungskriterium ist die Einbindung des Beckens in den Untergrund. Die meteorologischen Einflüsse auf ein freistehendes Becken unterscheiden sich maßgeblich von denen eines tiefliegenden oder erdangeschütteten. Demzufolge werden zunächst zwei grundsätzliche Beckentypen unterschieden:

- Becken Typ 1: freistehendes Klärbecken
- Becken Typ 2: tiefliegendes Klärbecken

### 5.3.3 Orientierung des betrachteten Wandabschnitts

Zur Berücksichtigung von Lage und Ausrichtung des betrachteten Wandabschnittes im Bauwerk und der sich daraus ergebenden unterschiedlichen Beaufschlagung durch die meteorologischen Einflüsse werden Berechnungen für drei Orientierungsvarianten durchgeführt, um den Einfluss der Strahlung quantifizieren und die maßgebenden Bauteilausrichtung betrachten zu können (Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Orientierung des Wandabschnitts

| Nord-Süd  | Ost-West  | Süd-Nord  |
|---|---|---|
|  |  |  |

### 5.3.4 Betrachtungszustände

Für die Beurteilung des Rissrisikos ist der Zeitpunkt der wahrscheinlichen Rissbildung von Bedeutung - dies insbesondere auch, um mit korrekten Eingangsgrößen unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Materialeigenschaften eine Bemessung zur Begrenzung der Rissbreite führen zu können. Die bei den Berechnungen berücksichtigten möglichen Betrachtungszustände zeichnen sich durch die folgenden, voneinander verschiedenen, Randbedingungen aus (s. Kapitel 3):

- Herstellungszustand:
  - meteorologische Randbedingung
  - Behinderungsgrad
  - Bauteilgeometrie
  - zeitabhängige Eigenschaften des jungen Betons
- Betriebszustand:
  - meteorologische Randbedingungen
  - Gesamtsteifigkeit und Behinderungsgrad
  - Bauteilgeometrie
  - Eigenschaften des erhärteten Betons
  - Medientemperaturen
  - Klärbeckentyp (Typ 1 oder Typ 2)

Der Herstellungszustand des tiefliegenden Beckens ist identisch mit dem des freistehenden, da üblicherweise das anstehende Erdreich für die Herstellung tiefliegender Becken zunächst abgetragen wird und erst nach der Probebefüllung wieder eingebaut wird. Lediglich in Ausnahmefäl-



len wird gegen eine zuvor aufgetragene Spritzbetonschale betoniert. Darauf wird im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht explizit eingegangen. Der Unterschied bezüglich der meteorologischen Einflüsse wirkt sich erst auf den Betriebszustand aus.

### 5.3.5 Behinderungsgrade

Wie bereits in Kapitel 3 gezeigt, lassen sich in Abhängigkeit von Bauteilabmessungen und Bodensteifigkeit rechnerische Behinderungsgrade für nachträglich betonierte Wände von rd. 50 % ermitteln. Behinderungsgrade von 50% - 80% können dementsprechend als ausreichend sicherer Ansatz angesehen werden. Die im Rahmen der Vorbetrachtungen ermittelten fiktiven Bodensteifigkeiten, die für die weiteren Berechnungen in Ansatz gebracht werden, entsprechen in Kombination mit den gewählten Beckengeometrien Behinderungsgraden für die aufgehende Wand von:

- Behinderungsgrad 1: 50%
- Behinderungsgrad 2: 80%

### 5.3.6 Klimatische Randbedingungen

Als klimatische Umgebungsszenarien werden die maßgebenden über den Jahreszyklus auftretenden Extrembedingungen angenommen:

- Sommerszenario
- Winterszenario

Es werden damit klimatische Szenarien modelliert, die wirklichkeitsnah ermittelte Daten über alle, die Umgebungsbedingungen beschreibenden Faktoren, enthalten:

- Tagesgang der Lufttemperatur
- Richtungsabhängiges Tagesmittel der Windgeschwindigkeit
- Tagesgang der Globalstrahlung
- Tagesgang des Direktstrahlungsanteils
- Tagesgang des Diffusstrahlungsanteils
- Tagesgang der Medientemperaturen
- Anfangstemperaturen Boden
- Anfangstemperatur Frischbeton

- Anfangstemperatur Festbeton

### 5.3.7 Betone

Die Berechnungen werden jeweils für die drei entwickelten und durch Versuche charakterisierten HPCs (HPC-B1, HPC-B2, HPC-B3) sowie, zu Vergleichszwecken für den rechnerisch generierten NSC (NSC-B1) durchgeführt. Mit den Versuchsergebnissen als Eingangswerte können die Materialien programmtechnisch erfasst werden und stellen einen wesentlichen Teil der Basis für wirklichkeitsnahe Berechnungen dar.

## 5.4 Rand- und Anfangsbedingungen

### 5.4.1 Beckentypen 1 und 2

Die untersuchten Beckentypen sind in Bild 5.5 dargestellt.

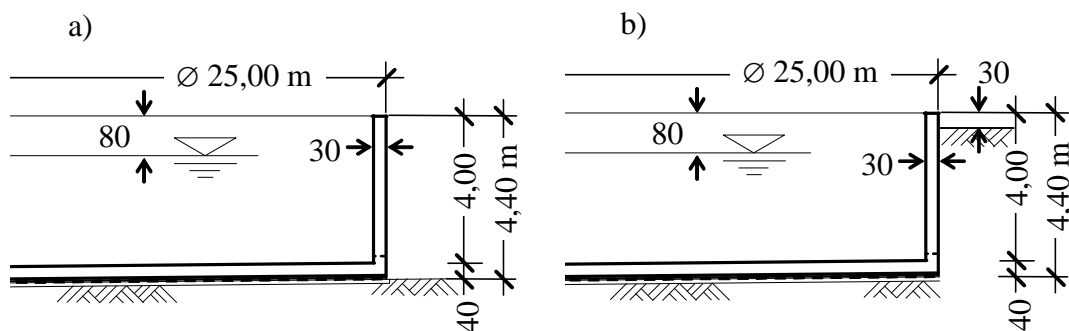


Bild 5.5: Beckentypen (vgl. Bild 5.4); a) Typ 1 (freistehend), b) Typ 2 (tiefgehend)

### 5.4.2 Betrachtungszeitraum

Die Herstellungsphase entspricht der eines üblichen Bauablaufs, bei dem zunächst die Bodenplatte betoniert wird und dann die Anschlussbauteile an die erhärtete Platte anbetoniert werden. Der Betrachtungszeitraum beginnt mit der bereits erhärteten Bodenplatte ( $t_0 = 0$  h), die zu Beginn nur durch ihr Eigengewicht und meteorologische Einflüsse belastet wird, und sich zunächst zwangfrei an die Temperaturbedingungen angleichen kann. Für die Herstellung der aufgehenden Beckenwand wird ein Zeitpunkt von 48 Stunden nach dem Beginn der Berechnungen ( $t_1 = 48$  h) gewählt. Der Zeitpunkt des Ausschalens in Kombination mit Beginn der Nachbehandlungsphase wird 72 Stunden nach Betonieren des Wandabschnitts angenommen ( $t_2 = 120$  h). Insgesamt umfassen die Berechnungen einen Zeitraum von 288 Stunden: Die Hydratationswärme ist dann na-

hezu vollständig abgeflossen, der Behälter wird nur noch durch die meteorologischen Einwirkungen und sein Eigengewicht (Herstellungszustand) bzw. durch den Wasser- und Erddruck (Betriebszustand) beansprucht ( $t_3 = 288$  h).

Der Berechnungszeitraum im Betriebszustand erstreckt sich ebenfalls über insgesamt 288 Stunden; für die Auswertungen wird jedoch nur ein Ausschnitt von 48 Stunden ( $t_2 - t_1$ ) betrachtet, in dem sich das Temperatur- und Spannungsniveau nicht mehr signifikant ändert, sondern ausschließlich tagesgangbedingte Änderungen aufweist ( $t_1 = 48$  h,  $t_2 = 96$  h).

#### 5.4.3 Thermische Anfangs- und Übergangsbedingungen

##### *Anfangstemperaturen:*

Für sommerliche Temperaturreandbedingungen ergibt sich nach Gleichung 3.2 bei einer mittleren Lufttemperatur von  $T_a = 17,6$  °C eine Frischbetontemperatur  $T_{c0}$  von rd. 23 °C und für winterliche Temperaturreandbedingungen bei einer mittleren Lufttemperatur von  $T_a = 2,6$  °C eine Frischbetontemperatur  $T_{c0}$  von 11,7 °C (mittlere Lufttemperaturen für Essen aus [127]).

Für den Betriebszustand und die im Herstellungszustand bereits erhärtete Sohle (nach nahezu abgeschlossenem Schwinden) wird die aktuelle Nullspannungstemperatur  $T_N(t_a)$  konstant über Bauteilhöhe und Zeit als mittlere Nullspannungstemperatur mit  $T_{Nm}(t_a) = 15$  °C angenommen.

Der Boden ist an der Oberfläche periodischen veränderlichen Temperaturen ausgesetzt. Für freiliegende Oberflächen rühren diese Temperaturen aus den meteorologischen Umgebungsbedingungen, für die Oberflächen unter der Beckensohle entweder aus den durch die Bodenplatte geleiteten Medientemperaturen (Betriebszustand) oder ebenfalls aus den weitergeleiteten meteorologischen Randbedingungen (Herstellungszustand). Die Bodentemperaturen korrelieren mit den an der Oberfläche herrschenden Temperaturen und können DIN 4710 [127] entnommen werden. Die im Rahmen der Berechnung angenommenen Anfangstemperaturen entsprechen den mittleren Erdbodentemperaturen bei ungestörter Lagerung und freier Oberfläche für den Standort Essen (s. Tabelle 5.2):

Tabelle 5.2: mittlere Erdbodentemperaturen [127]

| Tiefe [m] | Winter [°C] | Sommer [°C] |
|-----------|-------------|-------------|
| 0,05      | 2,2         | 19,0        |
| 0,10      | 2,2         | 18,8        |
| 0,20      | 2,4         | 18,6        |
| 0,50      | 3,2         | 17,8        |
| 1,00      | 4,3         | 16,2        |
| Luft      | 2,6         | 17,6        |

*Thermische Stoffkennwerte:*

Die Wärmekapazität des Betons liegt in Abhängigkeit vom Wassergehalt und der Zuschlagsart zwischen 0,9 [kJ/(kgK)] und 1,15 [kJ/(kgK)]. Werden für die Approximation der Hydratationswärmeentwicklung und die Temperaturfeldberechnung dieselben Werte für  $C_c$  angesetzt, so ergeben sich bei Verwendung von Werten aus dem genannten Bereich auch bei mit fortschreitender Hydratation variierendem Wassergehalt nach *Hamflier* nur geringe Unterschiede in den Ergebnissen [58]. Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_c$  wird durch die Dichte und den Feuchtegehalt des Betons beeinflusst. Da bei Beton jedoch gerade in der Anfangsphase der Hydratation annähernd adiabatische Bedingungen vorliegen, ist die Wärmeleitung zu diesem Zeitpunkt von untergeordneter Bedeutung [58]. Sie nimmt mit zunehmender Porosität ab und steigt dann mit höherem Feuchtegehalt an, wodurch sich für HPC eine geringfügig höhere Wärmeleitfähigkeit feststellen lässt als für NSC (für die Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  siehe Kapitel 2.11). Die den Berechnungen zugrunde liegenden thermischen Stoffkennwerte sind Tabelle 5.3 zu entnehmen.

Tabelle 5.3: thermische Stoffkennwerte Beton

|                        |                   |                     |                    |
|------------------------|-------------------|---------------------|--------------------|
| Wärmekapazität         | $C_c$             | 1,05                | [kJ/(kgK)]         |
| Wärmeleitfähigkeit HPC | $\lambda_{c,NSC}$ | 2,1                 | [W/(mK)]           |
| Wärmeleitfähigkeit HPC | $\lambda_{c,HPC}$ | 2,3                 | [W/(mK)]           |
| Wärmedehnzahl NSC      | $\alpha_{T,NSC}$  | $1,0 \cdot 10^{-5}$ | [K <sup>-1</sup> ] |
| Wärmedehnzahl HPC      | $\alpha_{T,HPC}$  | $1,2 \cdot 10^{-5}$ | [K <sup>-1</sup> ] |

Als thermische Stoffkennwerte für den Boden wird auf die von *Agatz* für Temperaturspannungsberechnungen an Bodenplatten angegebenen Wertebereiche zurückgegriffen [3]. Die hier für die Berechnungen angesetzte Wärmekapazität  $C_s$  des Bodens beträgt 1,1 [kJ/(kgK)], die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda_s$  des Bodens wird zu 1,5 [W/(mK)] angenommen.

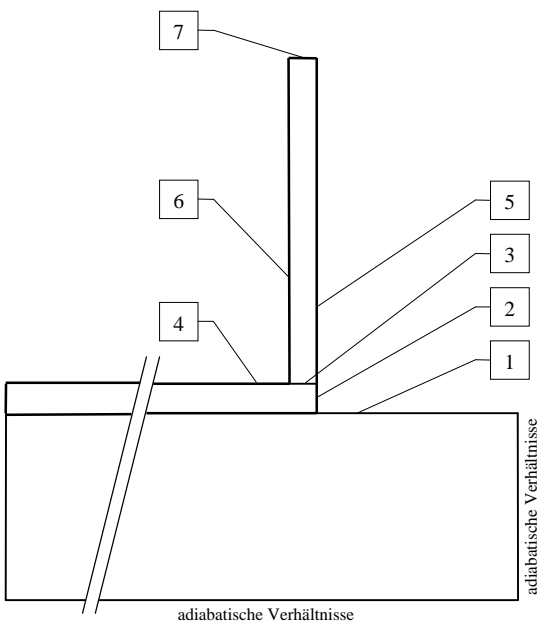
#### *Berandungen:*

Die über die Oberflächen absorbierte und emittierte Strahlung hängt quantitativ von den Eigenschaften der bestrahlten Flächen ab. Durch die drei Faktoren

- $\alpha_e$  Absorptionsgrad der Oberfläche für Sonnenstrahlung [-],
- $\alpha_s$  Absorptionsgrad der Oberfläche für Wärmestrahlung [-],
- $\varepsilon_{a,eq}$  äquivalenter Emissionsgrad für atmosphärische Wärmestrahlung [-]

werden die unterschiedlichen Berandungen des Beckens während seines Herstellungs- und Betriebszustandes programmtechnisch erfasst (vgl. Kapitel 3). Unter Berücksichtigung der sich im Zuge des Bauablaufs ändernden Berandungen stellt Tabelle 5.4 die Kennwerte der Bauteilflächen für den Herstellungszustand dar. Die Oberflächeneigenschaften des Beckens im Betriebszustand sind im Anhang für das freistehende und das tiefliegende Becken (Anhang B) zusammengestellt.

Tabelle 5.4: Oberflächenkennwerte Herstellungszustand

| Herstellungszustand  |  |           |                  |   |  |  |
|--|--|-----------|------------------|---|--|--|
|  |  |           |                  | Betrachtungszeitraum  |  |  |
|  |  |           |                  | $t_0$   | 0 h  | Beginn der Berechnung                            |
|  |  |           |                  | $t_1$   | 48 h   | Betonage der Wand                                |
|  |  |           |                  | $t_2$   | 120 h  | Ausschalen der Wand und Nachbehandlung mit Folie |
|  |  |           |                  | $t_3$   | 288 h  | Ende der Berechnung                              |
|  |  |           |                  | Berandungen   |  |  |
|  |  |           |                  | frei  | direkt den Temperaturreandbedingungen ausgesetzte Oberfläche |  |
|  |  |           |                  | adiabatisch   | kein Wärmeab-/zufluss  |  |
|  |  |           |                  | Holzschalung  | $t = 18 \text{ mm}$ , braun                                  |  |
|  |  |           |                  | Folie   | $t = 0,2 \text{ mm}$ , hellgrau                              |  |
| Anschlussbauteil   | Wärmefluss durch angeschlossenes Bauteil |           |                  |   |  |  |
| Fläche   | Betrachtungszeitraum                     |           | Berandung        | Absorptionskoeffizienten/Emissionskoeffizient der Strahlung |  |  |
|  |  |           |                  | $\alpha_e$  | $\alpha_s$   | $\epsilon_{a,eq}$                                |
| 1  | $t_0 - t_3$                              | 0-288 h   | frei             | 0,65  | 0,90   | 0,738  |
| 2  | $t_0 - t_2$                              | 0-120 h   | Holzschalung     | 0,50  | 0,90   | 0,738  |
|  | $t_2 - t_3$                              | 120-288 h | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |
| 3  | $t_0 - t_1$                              | 0-48 h    | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |
|  | $t_1 - t_3$                              | 48-288 h  | Anschlussbauteil | --  | --   | --   |
| 4  | $t_0 - t_2$                              | 0-120 h   | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |
|  | $t_2 - t_3$                              | 120-288 h | frei             | 0,65  | 0,90   | 0,738  |
| 5  | $t_1 - t_2$                              | 48-120 h  | Holzschalung     | 0,50  | 0,90   | 0,738  |
|  | $t_2 - t_3$                              | 120-288 h | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |
| 6  | $t_1 - t_2$                              | 48-120 h  | Holzschalung     | 0,50  | 0,90   | 0,738  |
|  | $t_2 - t_3$                              | 120-288 h | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |
| 7  | $t_1 - t_3$                              | 48-288 h  | Folie            | 0,30  | 0,87   | 0,7134   |

#### 5.4.4 Meteorologische Randbedingungen

Korrespondierend zur wirklichkeitsnahen Abbildung der Struktur, zu thermischen Randbedingungen und Materialeigenschaften muss die Erfassung der meteorologischen Verhältnisse erfolgen, um eine möglichst genaue Berechnung der Temperatur- und Spannungsfelder zu erreichen. Die meteorologischen Verhältnisse lassen sich nur schwer verallgemeinern und erfordern daher eine Einschränkung der Betrachtungen auf ausgewählte Standorte mit bekannten Klimadaten. Die Betrachtungen werden exemplarisch für den Standort Essen durchgeführt. Als Datengrundlage dienen Aufzeichnungen des Deutschen Wetterdienstes und die Messreihen für den Standort Essen / Bochum aus der DIN 4710 [127].

Die sommerlichen Umgebungsbedingungen werden aus den Messreihen des Monats Juli und die winterlichen aus denen des Monats Februar generiert. Als für die Berechnung relevante Daten fließen hierbei ein:

- monatlicher Tagesgang der mittleren Stundensummen der Globalstrahlung auf horizontale Ebenen [ $\text{W}/\text{hm}^2$ ] (s. Anhang B),
- monatlicher Tagesgang der mittleren Stundensummen der Diffusstrahlung [ $\text{W}/\text{hm}^2$ ] (s. Anhang B),
- stündliches Monatsmittel über den Tagesgang der Lufttemperatur [ $^{\circ}\text{C}$ ] (s. Anhang B),
- Monatsmittel der richtungsabhängigen Windgeschwindigkeit (Beaufort) [ $\text{m}/\text{s}$ ] (s. Anhang B)

Zur Ermittlung der Strahlungsintensität auf vertikale Flächen mit unterschiedlicher Himmelsorientierung wird die Globalstrahlung mittels Winkelfunktionen auf diese projiziert. Durch die Berücksichtigung der bauablaufs- und orientierungsbedingt veränderlichen Verschattung einzelner Oberflächen kann die Bestimmung von Spannungs- und Temperaturfeldern abhängig von der jeweiligen Bauteilorientierung untersucht werden.

#### 5.4.5 Medientemperaturen

Die Temperaturbeanspruchung im Betriebszustand des Beckens wird neben den meteorologischen Einflüssen wesentlich durch die Medientemperaturen bestimmt. Für die Definition der Randbedingungen kann zunächst davon ausgegangen werden, dass durch den im Becken stattfin-

denden mechanischen Sauerstoffeintrag eine gleichmäßige Durchmischung und damit auch eine gleichmäßige Temperaturverteilung über die beaufschlagte Wandhöhe stattfindet.

Die Temperatur des Abwassers korrespondiert mit der des Vorfluters und ist an die periodischen Temperaturschwankungen der Umgebung gekoppelt. Nach *Schoklitsch* liegt die Temperatur der Zuflüsse im Flachland im Jahresmittel etwas über der der Luft, bei Quellflüssen führen die Einflüsse von Schneeschmelze und Frost in den Höhenlagen zu einer Reduzierung des Jahresmittels unter die mittlere Lufttemperatur [169]. Während der Durchströmung des Klärwerks beeinflussen weitere Umstände die Medientemperatur (wie Verweildauer, Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe). Als Temperaturbelastung des Abwassers werden für die durchgeführten Berechnungen tatsächlich vom Ruhrverband gemessene Temperaturverläufe des Zulaufs der Kläranlage Velbert - Nord ausgewertet [68]. Die in Bild 5.6 angegebenen Werte sind die charakteristischen Mittelwerte über den Tagesgang der Abwassertemperatur für die Monate Februar und Juli des Jahres 1994.

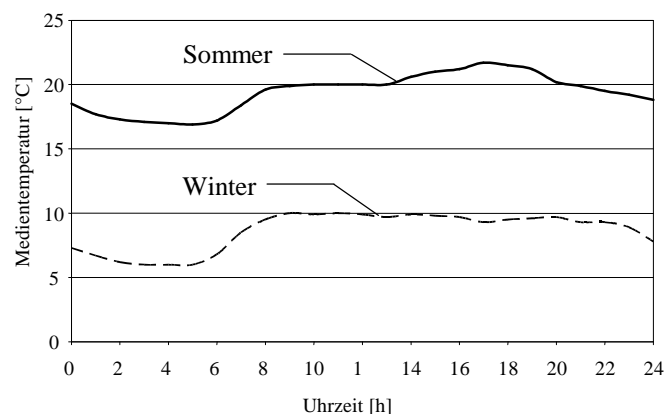


Bild 5.6: gemessene Zulauftemperaturen der Kläranlage Velbert - Nord; Sommer, Winter 1994 [68]

#### 5.4.6 Berechnungspunkte

Die Ausgabe der Spannungen erfolgt für vier bezogene Höhenlagen  $y/H$  ( $y$ : Laufkoordinate ab Oberkante Bodenplatte,  $H$ : Wandhöhe) jeweils in Wandmittelfläche (Stellen 2, 5, 8, 11) und an den Rändern (Stellen 1, 4, 7, 10 bzw. 3, 6, 9, 12) im Bereich der Wandlängsbewehrung. Anhand der Spannungsverhältnisse über die Wandbreite in einer Höhe können entstehende Trennrisse, einseitige Biegerisse und wechselseitige Biegerisse unterschieden werden.



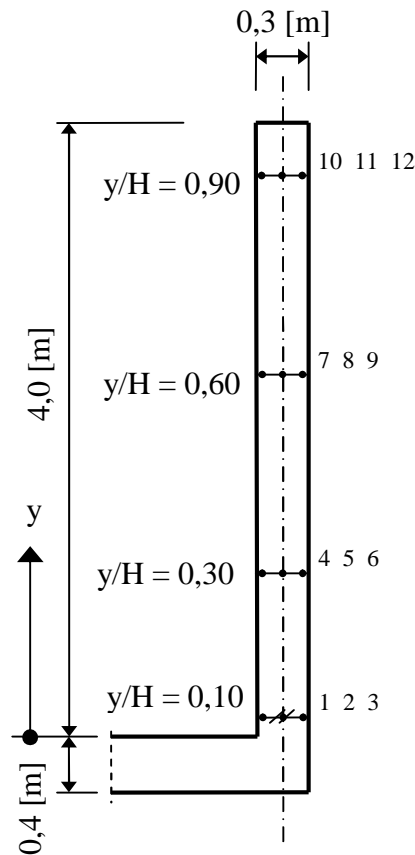


Bild 5.7: Ausgabepunkte der numerischen Betrachtungen

## 5.5 Ergebnisse der numerischen Betrachtung

### 5.5.1 Allgemeines

Als Hauptergebnisse werden die berechneten Längszugspannungen in der Beckenwand ausgewertet. Temperatursituationen sind von untergeordneter Bedeutung. Die Entwicklung der Spannungen in der Bodenplatte ist nicht Thema dieser Arbeit; hierzu bestehen bereits ausführliche Arbeiten von *Agatz* [3], *Eierle* [47] und *Sommer* [181], deren Ausweitungen auf Konstruktionen aus HPC noch zu verifizieren sind, in denen aber bereits umfassende Bemessungsvorschläge und Rissrisiko minimierende Maßnahmen für die Herstellung gezwängter Bodenplatten geliefert wurden.

Für die Beurteilung des Rissrisikos und die wirtschaftliche Auslegung der erforderlichen Mindestbewehrung in Wandlängsrichtung sind die Einflüsse aller oben aufgeführten Faktoren und Parameter aufzuzeigen und hinsichtlich ihrer Auswirkung zu beurteilen. Dazu werden in Einzelbetrachtungen die maßgebenden Parameter ermittelt und für die folgenden Betrachtungen zugrunde gelegt.

### 5.5.2 Einfluss der Orientierung des Bauteils

Die drei unterschiedlichen Möglichkeiten, in denen ein betrachteter Wandabschnitt gegenüber der Sonneneinstrahlung ausgerichtet sein kann, differieren bezüglich der auf die Bauteiloberflächen treffenden Strahlungsintensität. Diese Unterschiede führen zur Entwicklung unterschiedlicher Temperatur- und daraus resultierender Spannungsfelder. Die Beschränkung aller weiteren Betrachtungen auf die maßgebende Orientierung der Beckenwand ist ausreichend, da die Becken in sich geschlossen sind und nur die für die Bemessung ungünstigste Orientierung nachgewiesen wird. Als maßgebende Orientierung der Beckenwand gilt diejenige, die in der Beckenwand die größten Längszugspannungen hervorruft.

In Tabelle 5.5 und Anhang B sind für die drei untersuchten Bauteilorientierungen die resultierenden Längsspannungsverläufe in den in Bild 5.7 angegebenen Punkten dargestellt. Die Berechnungen wurden exemplarisch am Ausschnitt eines freistehenden Beckens (Typ 1, 80% Behinderungsgrad) unter Zugrundelegung des HPC-B1 für beide möglichen Betrachtungszustände (Herstellungs- und Betriebszustand) unter sommerlichen und winterlichen Umgebungsbedingungen durchgeführt. Die hierbei gewonnenen Ergebnisse gelten auch für Beckentyp 2 und die anderen Betonzusammensetzungen.

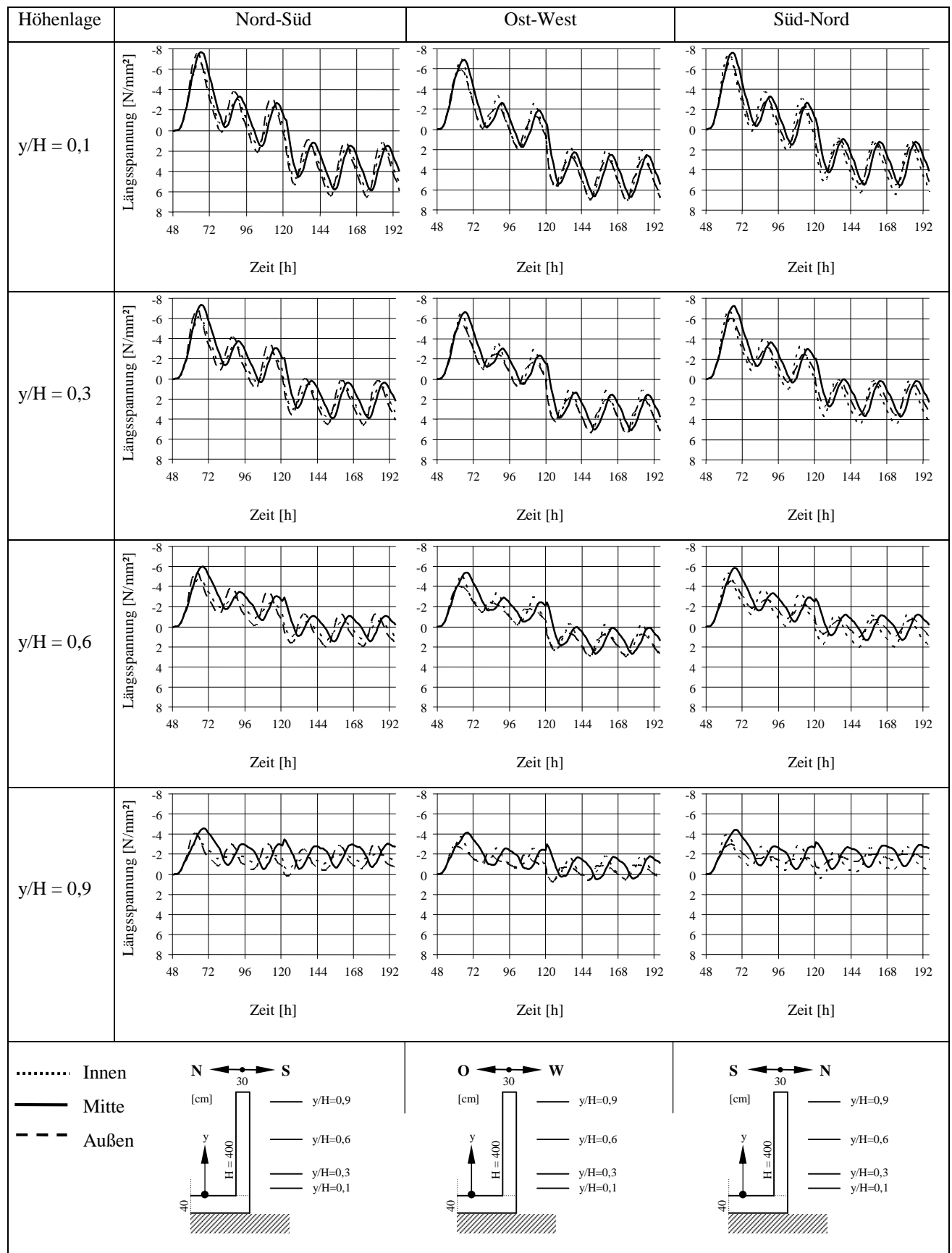
Im Herstellungszustand sind die entstehenden Längszugspannungen in der Wand durch die entstehende Hydratationswärme und deren Abfließen bestimmt. Der sich dabei einstellende Spannungszustand ist nahezu zentrisch, da der Einfluss der Strahlungsdifferenzen an den unterschiedlich orientierten Oberflächen untergeordnet ist. Es zeigt sich, dass für den Herstellungszustand die Ost-West-Orientierung zu den größten Längszugspannungen in der Beckenwand führt (vgl. Tabelle 5.5). Wegen der vergleichsweise niedrigen, durch Strahlung von außen dem Bauteil zugeführten Wärme, ist bei Ost-West-Orientierung der Beckenwand der durch die abfließende Hydratationswärme entstehende abgehende Wärmestrom größer als bei einer anderen Orientierung. Das ungehinderte Abfließen der Hydratationswärme nach dem Ausschalen führt dazu, dass sich die entstehenden Zugspannungen entsprechend vergrößern.

Im Betriebszustand stellt sich wegen der einseitigen Medienbeaufschlagung im Wandbereich unterhalb des Füllstands ein linearer Temperatur- und Spannungsgradient über den Querschnitt ein. Da der mittlere Temperaturgang des Mediums gemäßigter ist als der der umgebenden Luft, hat das Medium unter sommerlichen Umgebungsbedingungen eine kühlende Wirkung auf die Beckenwand; im Winter kehrt sich dieser Effekt um: die Temperatur des Mediums liegt dann

über der Umgebungstemperatur. Es lässt sich durchgehend erkennen, dass die maßgebende Temperaturbelastung die Differenz zwischen Luft- und Medientemperatur ist. Der Einfluss der Strahlung auf die Größe der entstehenden Spannungen ist vergleichsweise gering, so dass sich kaum Unterschiede im Spannungsverlauf für die drei Orientierungsrichtungen ergeben. Bei Ost-West- bzw. Süd-Nord-Orientierung entstehen in der Wandkrone bei winterlichen Umgebungsbedingungen geringe Zugspannungen, bei der Nord-Süd-Orientierung hingegen bleibt dieser Bereich dauerhaft überdrückt.

Als maßgebende Orientierung wird für alle weiteren Berechnungen deshalb ein Ost-West ausgerichtetes Bauteil betrachtet.

Tabelle 5.5: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Sommer, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Betriebszustand, Beckentyp 1



### 5.5.3 Zeitpunkt der Rissentstehung

Für eine Beurteilung des Rissrisikos ist eine genaue Bestimmung des Risszeitpunktes und dazu die Kenntnis über den zeitlichen Verlauf der Zugspannungsentwicklung erforderlich. Die Material- und Systemkennwerte sowie die Beanspruchungen im Herstellungs- und Betriebszustand unterscheiden sich deutlich voneinander und können in beiden Betrachtungszuständen zu Längszugspannungen in rissauslösender Größenordnung führen. Für die Beurteilung des maßgebenden Betrachtungszeitraums wurden Berechnungen an einem Ausschnitt eines freistehenden Beckens (Typ 1, Ost - West-Orientierung, 80% Behinderungsgrad) für den ausgewählten Beton HPC-B1 und an einem tiefliegenden Beckenausschnitt (Typ 2) unter den gleichen Randbedingungen durchgeführt.

Tabelle 5.6: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlichem Betrachtungszustand, Sommer, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Ost-West-Orientierung

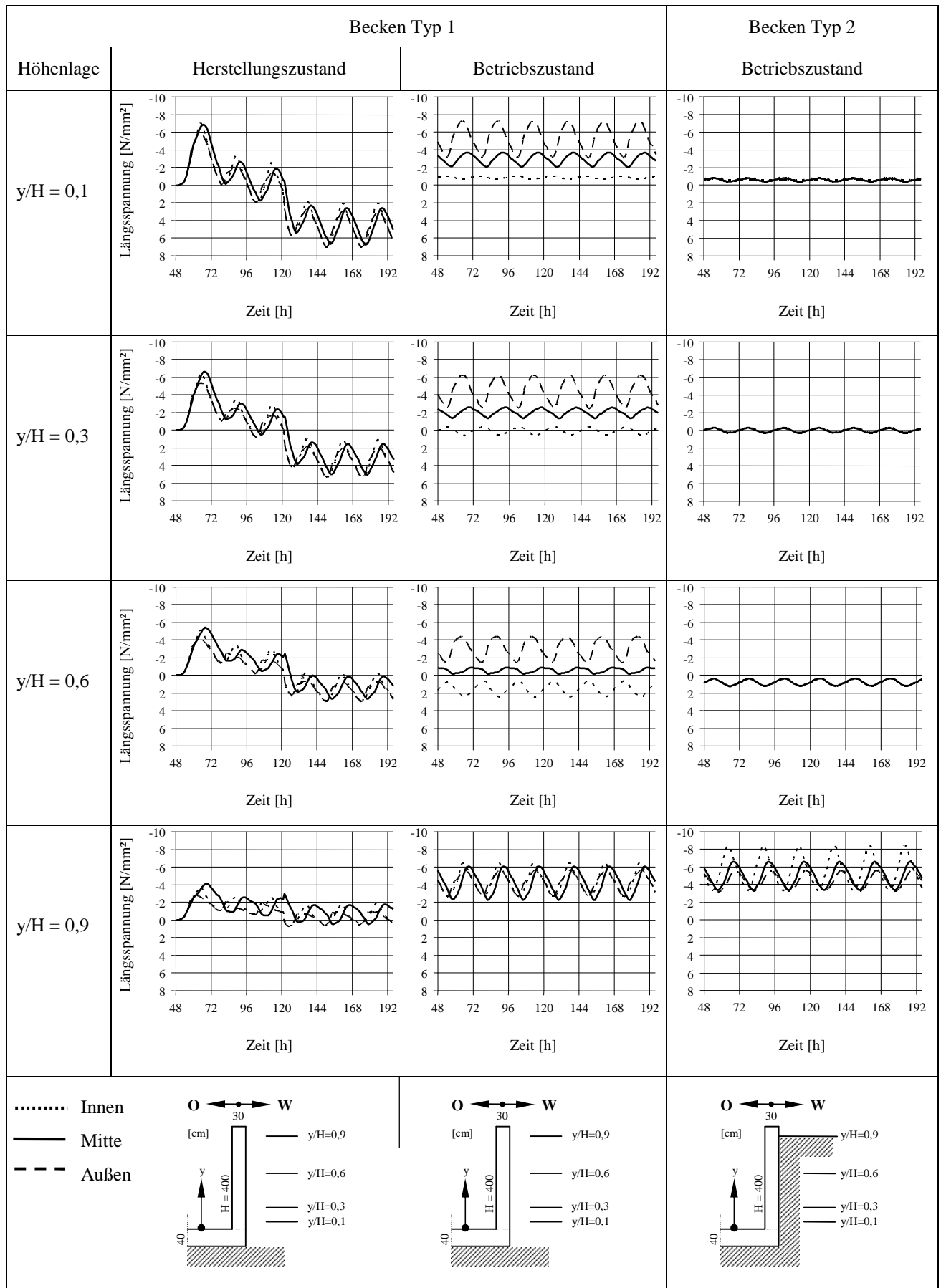
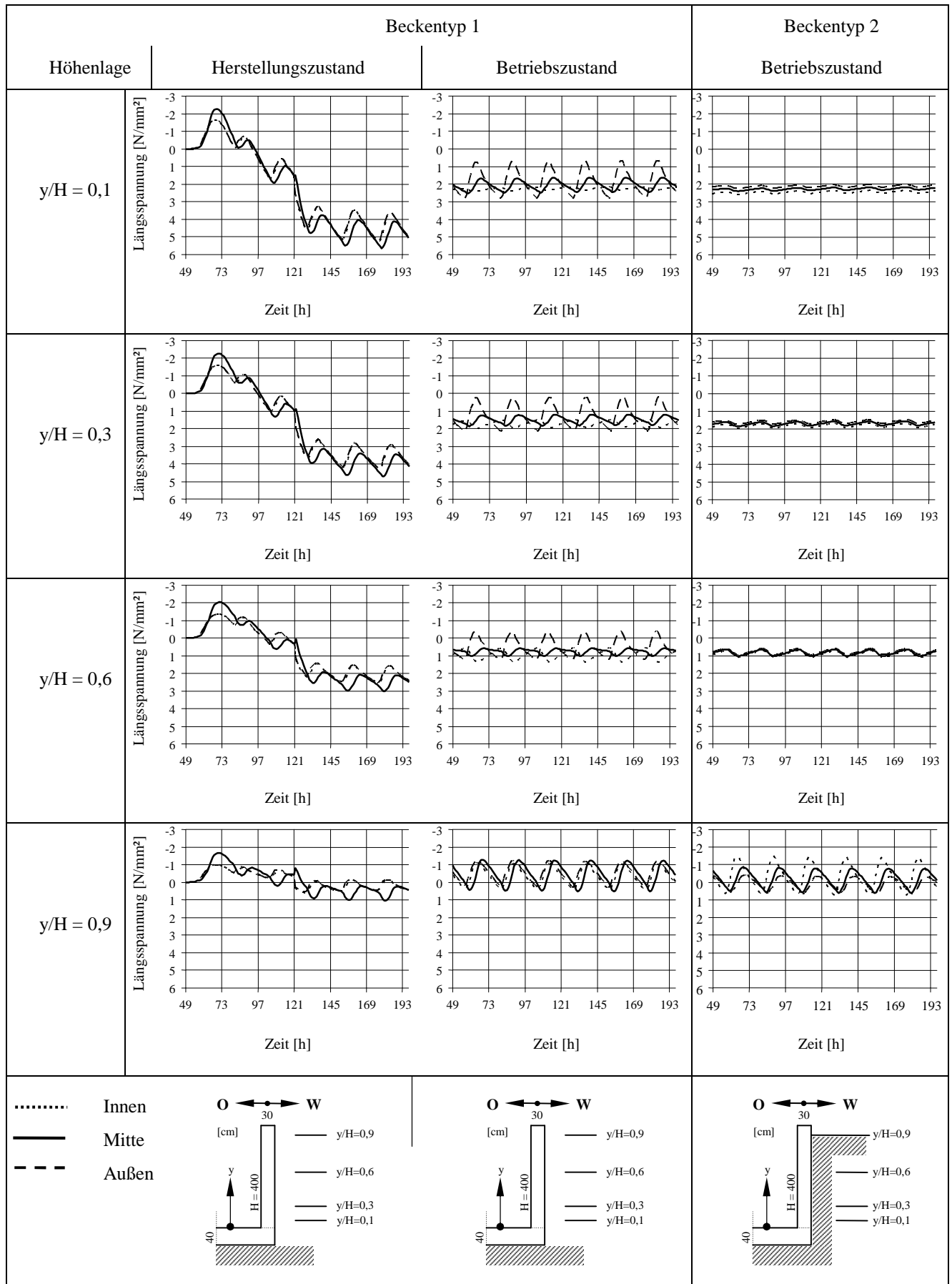


Tabelle 5.7: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlichem Betrachtungszustand, Winter, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Ost-West-Orientierung



Die in den Tabellen 5.6 (Sommerszenario) und 5.7 (Winterszenario) dargestellten Berechnungsergebnisse zeigen, dass sich im Wandfußbereich während der Herstellungsphase ausgeprägte Zugspannungen nach dem Ausschalen ( $t_2 = 120\text{h}$ ) mit dem Beginn des Abfließens der Hydratationswärme ergeben. Der Spannungszustand ist durch den dominierenden Einfluss der Hydratationswärme nahezu zentrisch und nur im Bereich der Krone ( $y/H = 0,9$ ) durch den Tagesgang der Strahlung beeinflusst, was sich durch gegenüber den Randspannungen nachlaufende Spannungen in Wandmittelachse bemerkbar macht. Beide betrachteten Betriebszustände weisen ein insgesamt niedrigeres Spannungsniveau auf als der Herstellungszustand. Deutlich zu erkennen ist hierbei die Abhängigkeit der Spannungsverläufe von den temperaturbedingten Tagesgängen (Meteorologie, Füllmedium). Für das freistehende Becken ergeben sich im Betriebszustand hohe Spannungsunterschiede zwischen freier Außen- und der mit dem Medium beaufschlagten Innenseite. Hier wird der Einfluss des von Außen einwirkenden Temperaturgradienten deutlich. Wesentlich geringer fällt diese Belastung bei dem tiefliegenden Becken im Wandbereich unterhalb der Wasserlinie auf der Innenseite und unterhalb der Geländeoberfläche auf der Außenseite aus. Durch die Entkoppelung des Systems in diesem Bereich von der Strahlung und dem direktem Einfluss der Lufttemperatur verläuft die Entwicklung der Spannungen wesentlich gedämpfter; der sich einstellende Spannungszustand ist nahezu zentrisch.

Als maßgebender Betrachtungszustand wird für die weiteren Berechnungen der Herstellungszustand angenommen.

#### 5.5.4 Einfluss der Systemsteifigkeit

Der Behinderungsgrad beeinflusst direkt die Größe der entstehenden Zwangspannungen. Um seinen Einfluss zu studieren, wurden Berechnungen für Behinderungsgrade von 50% bzw. 80% (s. Kapitel 3) bei Beschränkung auf den auslegungsrelevanten Herstellungszustand jedoch für beide Temperaturszenarien (Sommer bzw. Winter) durchgeführt.

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß, dass bei höherem Behinderungsgrad die Zwangspannungen größer werden (vgl. Tabelle 5.9 - Sommer bzw. Anhang B - Winter). Das gesamte Spannungsniveau ist für das steifere System (Behinderungsgrad = 80%) 15 bis 20 % höher als für das weichere (Behinderungsgrad 50%); insbesondere die sich entwickelnden Zugspannungen können auslegungsrelevant werden. In Tabelle 5.8 sind die größten Längszugspannungen in Wandmittelachse für die betrachteten Behinderungsgrade zusammengestellt.

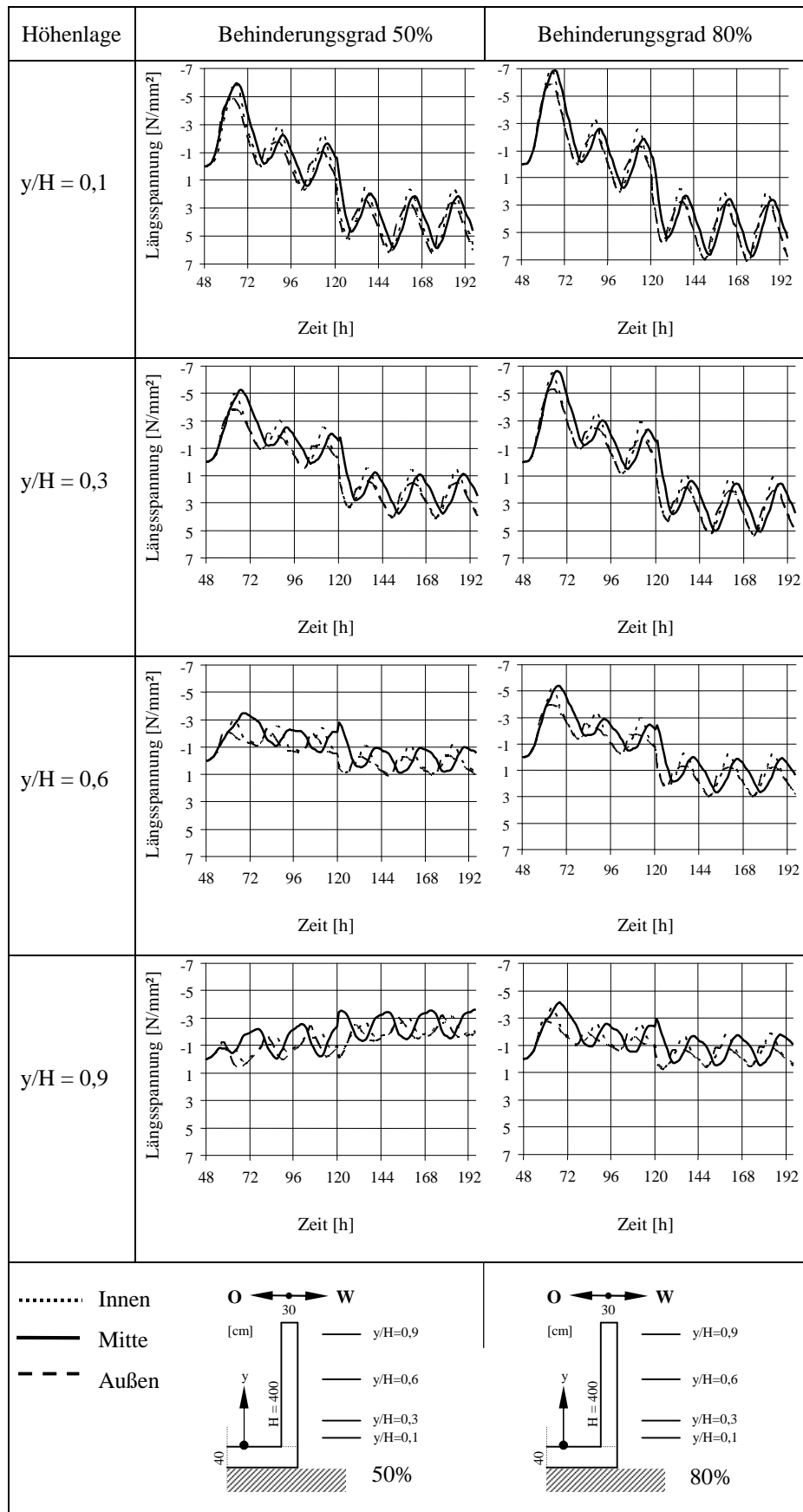


Tabelle 5.8: Einfluss des Behinderungsgrades auf die Längszugspannungen

| Behinderungsgrad | Längszugspannungen [N/mm <sup>2</sup> ] |        |
|------------------|---|--------|
|                  | Winter                                  | Sommer |
| 50%              | 4,9                                     | 6,3    |
| 80%              | 6,0                                     | 7,3    |

Für eine realitätsnahe und sichere Beurteilung des Rissrisikos sowie die Auslegung der Bewehrung für die tatsächlich nachgewiesenen Zwangsschnittgrößen ist die Bestimmung des Behinderungsgrades der Wand von relevanter Bedeutung. Zu konservative Abschätzungen des Behinderungsgrades können zu einer Überschätzung des Rissrisikos mit daraus folgenden überhöhten Bewehrungsmengen führen.

Tabelle 5.9: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlichem Wandbehinderungsgrad, Sommer, HPC-B1, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung



### 5.5.5 Einfluss der Betonzusammensetzung

Vergleicht man die in Kapitel 4 entwickelten und charakterisierten Betone bezüglich der zu erwartenden Zwangspannungsentwicklung, müssen mehrere Vergleichskriterien für eine Beurteilung des Rissrisikos in Abhängigkeit von der verwendeten Betonzusammensetzung berücksichtigt werden. Hydratationswärme, Schwindverhalten und Kriech- bzw. Relaxationsvermögen müssen im Einzelnen und im Zusammenhang beurteilt werden, will man die Zwangspannungen auf einem möglichst niedrigen Niveau halten. In den Tabellen 5.10 und 5.11 sind die Spannungsentwicklungen der untersuchten Betone für gleich bleibende Randbedingungen einander gegenübergestellt. Erwartungsgemäß weist die Betonzusammensetzung HPC-B2 mit einer vergleichsweise niedrigen Hydratationswärmeentwicklung und einem gemäßigten Schwindverhalten das niedrigste Zwangspannungsniveau auf. In einer mit HPC-B3 hergestellten Wand entwickeln sich mit Abstand die größten Spannungen, da dieser Beton gegenüber den anderen Betone eine höhere Hydratationswärmeentwicklung und ein sehr stark ausgeprägtes chemisches Schwindverhalten aufweist. Die Betonzusammensetzung HPC-B1 ordnet sich nur geringfügig über dem Spannungsniveau des HPC-B2 ein, was auf die leicht höhere Hydratationswärmeentwicklung zurückzuführen ist. Als optimale Betonzusammensetzung wird für die weiteren Berechnungen die Mischung HPC-B2 verwendet.

Tabelle 5.10: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Betonzusammensetzung, HPC, Sommer, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung

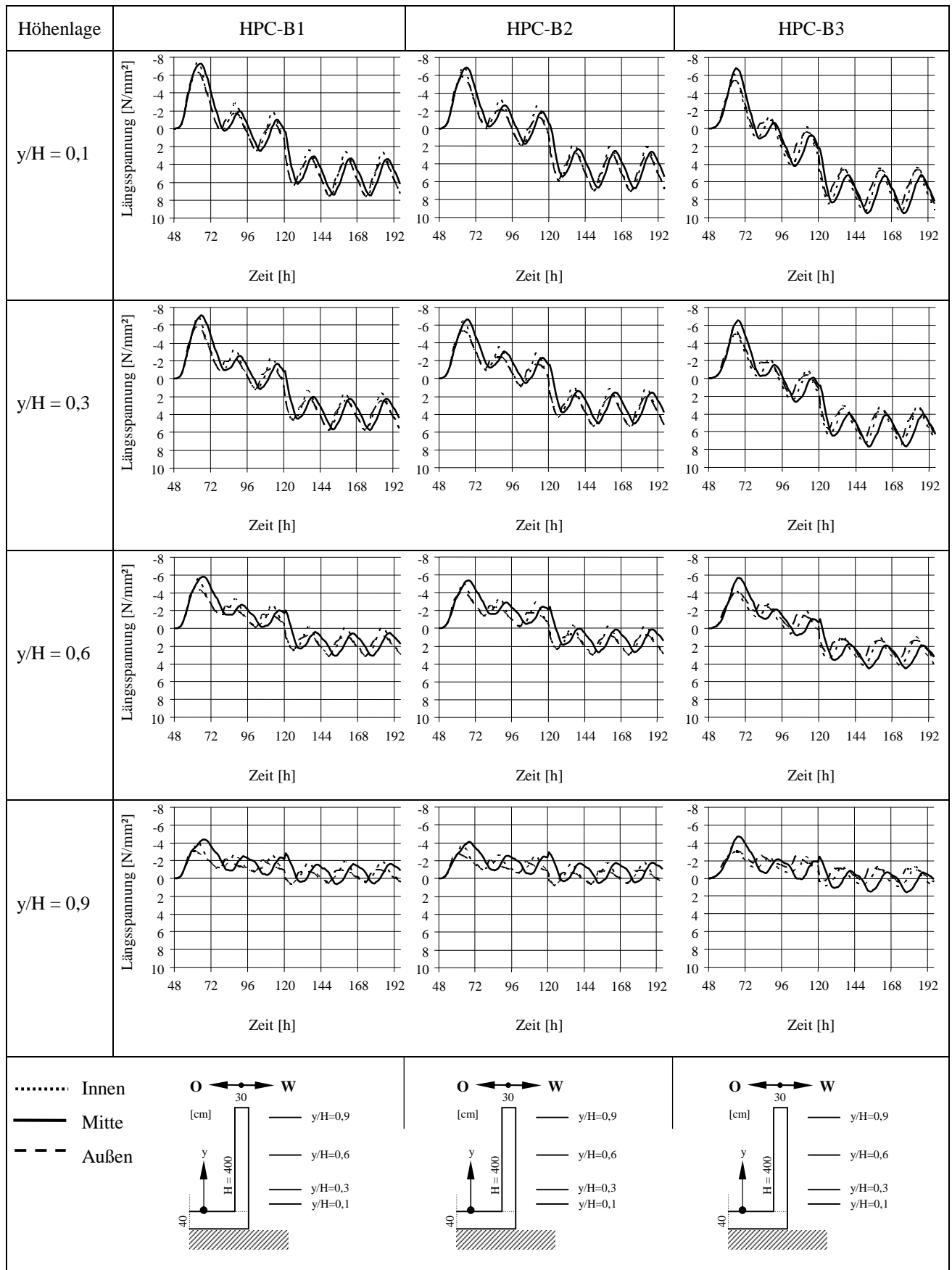
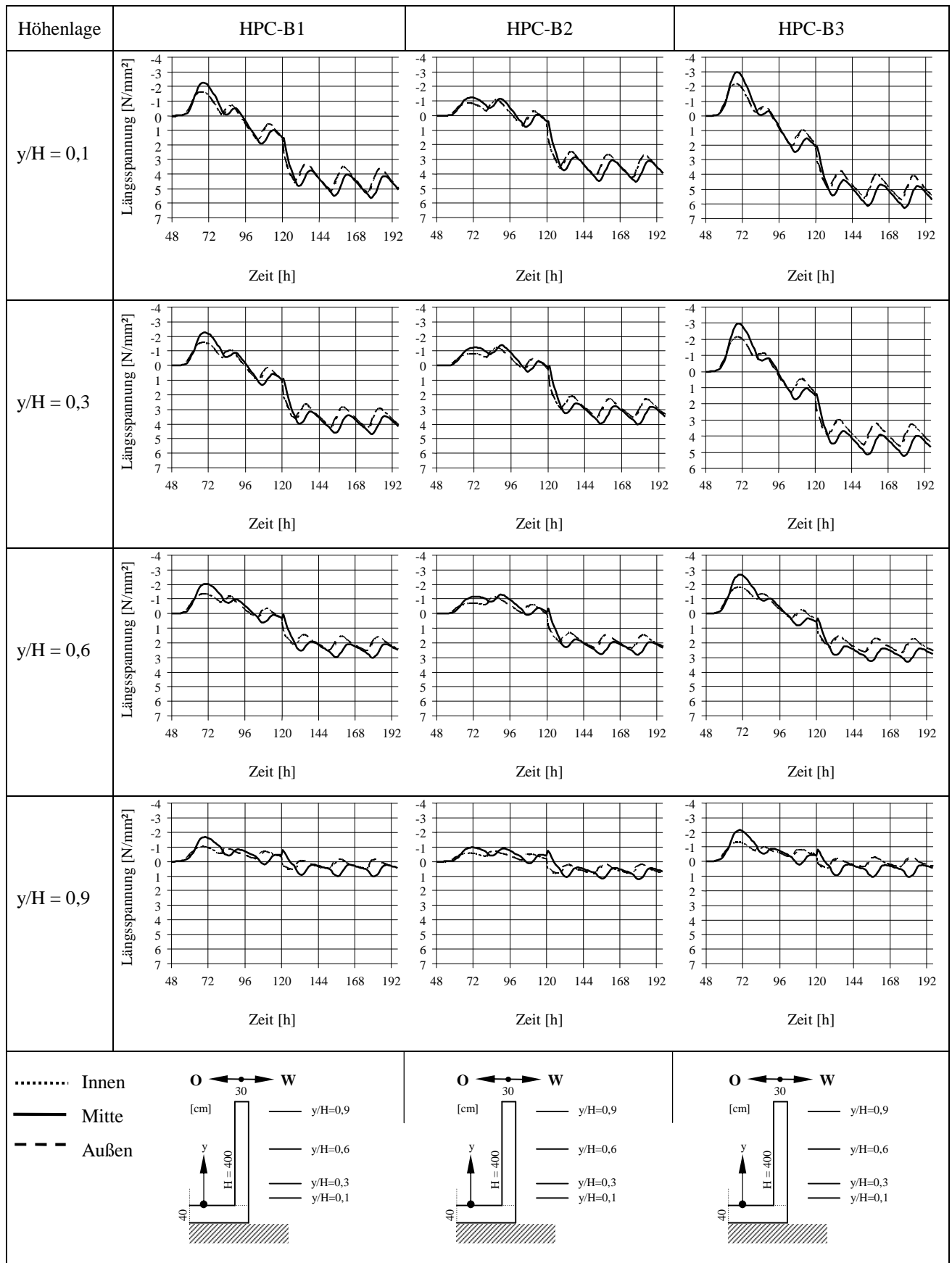


Tabelle 5.11: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Betonzusammensetzung, HPC, Winter, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung



Für eine Beurteilung der Einsatzmöglichkeiten von HPC bei der Herstellung offener Klärbecken sind vergleichende Betrachtungen mit Konstruktionen in herkömmlicher Bauweise notwendig. Dazu wurden Berechnungen durchgeführt, die bei gleich bleibenden Randbedingungen die Zwangspannungsentwicklung bei Verwendung des normalfesten Betons NSC-B1 der des HPC-B2 gegenüberstellt. Die sich einstellenden Spannungsniveaus sind vergleichbar, wohingegen das des HPC-B2 ausgeprägter ist und sowohl bei der Druckspannungsentwicklung als auch bei der Zugspannungsentwicklung höhere Werte erreicht. In den Tabellen 5.12 und 5.13 sind die Spannungsverläufe für eine ausgewählte Konstruktion dargestellt.

Tabelle 5.12: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Betonzusammensetzung, HPC-B1 - NSC-B1, Sommer, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung

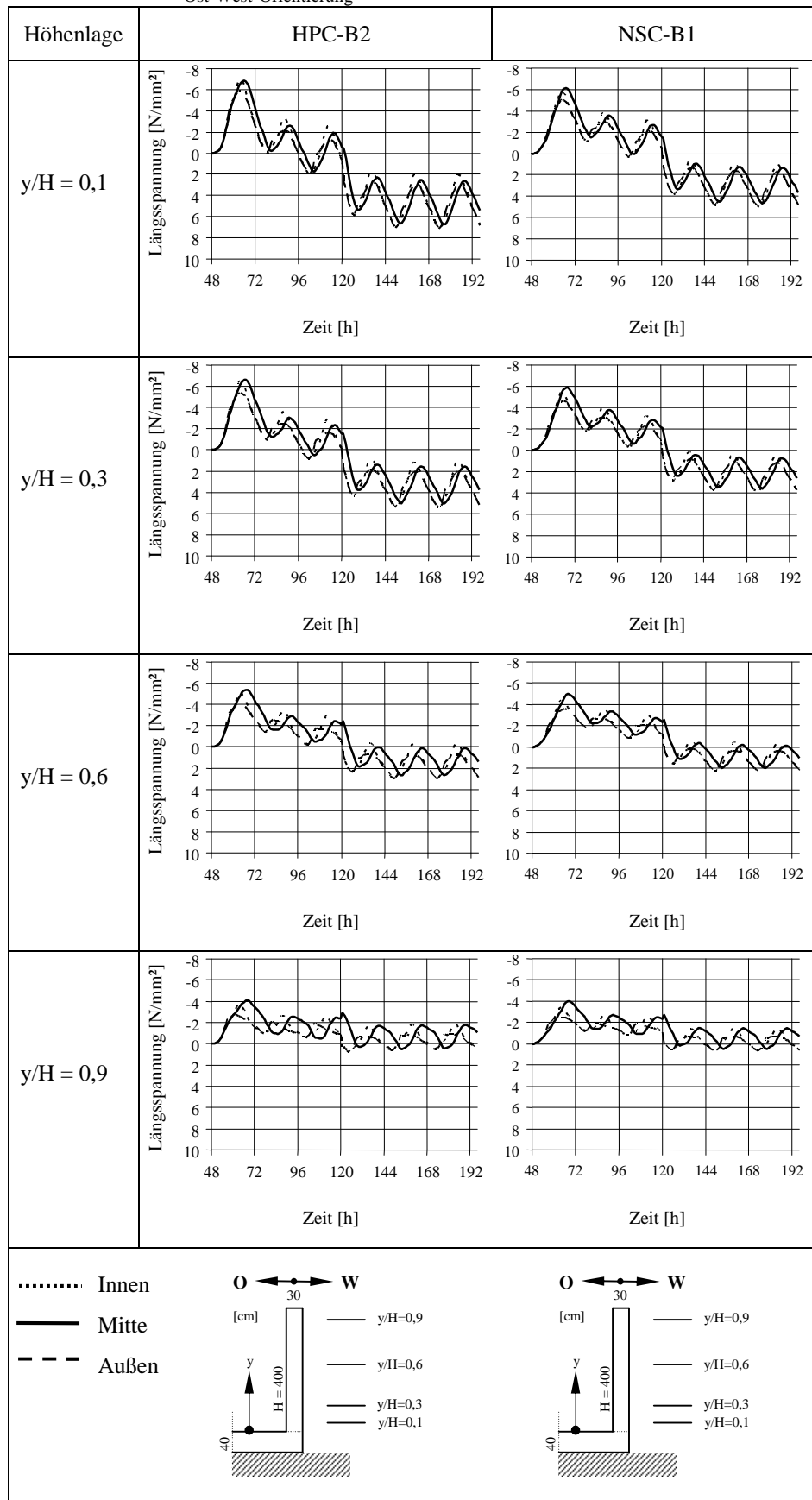
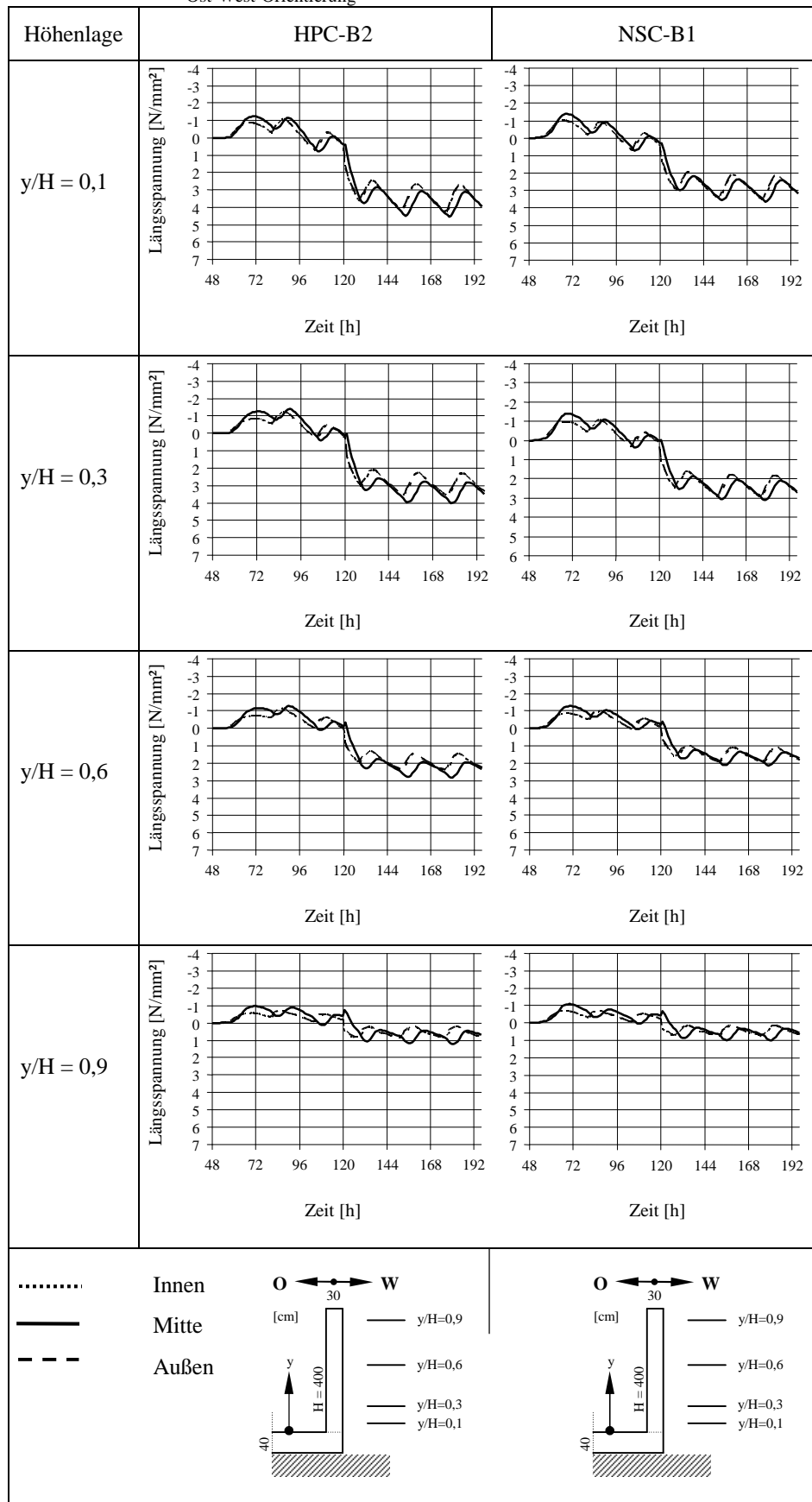


Tabelle 5.13: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Betonzusammensetzung, HPC-B1 - NSC-B1, Winter, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung





### 5.5.6 Spannungsanalyse

Im Folgenden werden die berechneten Längszugspannungen in der Wand quantitativ unter Berücksichtigung der bereits vorangestellten Berechnungsergebnisse ausgewertet. Zur Erzielung eines möglichst niedrigen Spannungsniveaus wurden die Berechnungen für den Beton HPC-B2 durchgeführt (s. Kapitel 4). Als maßgebender Betrachtungszustand wird der Herstellungszustand herangezogen, der Behinderungsgrad der Wand wird konservativ zu 80% angesetzt. Wegen des nahezu zentrischen Spannungszustands in der Herstellungsphase können die Längsspannungen in der Schwerlinie der Wand als repräsentativ für den Spannungszustand der Wand angenommen werden. In den Bildern 5.8 und 5.9 sind die sich infolge von abfließender Hydrationswärme und meteorologischen Einflüssen aufbauenden Längsspannungen  $\sigma_c$  für die vier Höhenlagen  $y/H$  (0,1; 0,3; 0,6 bzw. 0,9) angegeben. Zur Beurteilung des Rissrisikos ist der zeitliche Verlauf der für die Rissbreitenberechnung maßgebenden Zugspannungsentwicklung  $f_{ct,eff}(t)$  (nach Gl. 2.18) ebenfalls dargestellt.

#### *Winterszenario:*

Bei einem zunächst höhenunabhängigen Verlauf entwickeln sich wenige Stunden nach der Betonage der Wand Druckspannungen, die bereits innerhalb der ersten 24 Stunden eine deutliche Abhängigkeit vom Tagesgang der äußeren Randbedingungen aufweisen. Mit zunehmendem Hydrationsfortschritt wird die maximale Druckspannung ca. 42 Stunden nach Betonage der Wand erreicht. Korrespondierend mit dem gemessenen Hydrationswärmeverlauf verlangsamt sich der Hydrationsvorgang und die Hydrationswärme beginnt abzufließen. Mit dem Ausschalen der Wand verliert die Wand einen Großteil ihrer wärmespeichernden Eigenschaften; der Abfluss der Hydrationswärme und damit einhergehend der Abbau der Druckspannungen bzw. der Aufbau von Zugspannungen in der Wand nehmen deutlich zu. Mit zunehmender Materialfestigkeit und daraus resultierender wachsender Systemsteifigkeit differenzieren sich die Spannungen in den betrachteten Höhenlagen zunehmend voneinander. Während die Wand im Bereich der Krone ( $y/H = 0,9$ ) nahezu vollständig überdrückt bleibt und die Spannungen nur bedingt durch den periodischen nächtlichen Temperaturabfall kurzzeitig in Zugspannungen umschlagen, bauen sich am Wandfuß ( $y/h = 0,1$ ) bereits 8 Stunden nach dem Ausschalen Zugspannungen  $\sigma_c > f_{ct,eff}$  auf. Die ersten Trennrisse in der Wand sind demnach ca. 80 Stunden nach dem Betonieren der Wand zu erwarten. Der an den Wandfuß nach oben anschließende Bereich ( $y/H = 0,3$ ) entwickelt vergleichbare Spannungen wie der Wandfuß selbst; diese Spannungen erreichenn jedoch in der ersten tagesschwankungsbedingten Abkühlphase die effektive Zugfestigkeit des Betons nicht. Die

ersten Trennrisse entstehen in diesem Bereich 24 Stunden später in der zweiten Abkühlungsphase, d.h. ca. 30 Stunden nach dem Ausschalen der Wand. Die Spannungen im mittleren Wandbereich ( $y/H = 0,6$ ) erreichen zu keiner Zeit die Größenordnung der effektiven Zugfestigkeit, treten jedoch dauerhaft als Zugspannungen auf.

#### Sommerszenario:

Die Längsspannungsentwicklung bei sommerlichen Umgebungsbedingungen erfolgt qualitativ genauso wie bei winterlichen Umgebungsbedingungen. Quantitativ lässt sich jedoch die Aussage verallgemeinern, dass sich ein insgesamt höheres Spannungsniveau sowohl für die auftretenden Zugspannungen als auch für die Druckspannungen einstellt. Durch die von außen zugeführte Wärme läuft der Hydratationsprozess beschleunigt ab, die Materialfestigkeiten entwickeln sich schneller. Dies führt zunächst zu hohen Druckspannungen innerhalb der ersten 24 Stunden. Die beschleunigte Hydratation klingt entsprechend schneller ab, so dass sich die Druckspannungen bereits mit den tagesgangbedingt sinkenden Außentemperaturen mehr als halbieren. Nach dem Ausschalen nimmt auch bei sommerlichen Umgebungsbedingungen die Abhängigkeit der Spannungsentwicklung zur Höhenlage zu. Die Längsspannungen in der Wandkrone ( $y/H = 0,9$ ) wechseln periodisch beim Abkühlen der Außentemperaturen für kurze Zeit ihre Vorzeichen. Die entstehenden Zugspannungen sind allerdings sehr gering und liegen außerhalb risserzeugender Größenordnungen. In allen übrigen Bereichen bilden sich dauerhaft Zugspannungen, wobei die Spannungen im Wandmittellbereich ( $y/H = 0,6$ ) dauerhaft unterhalb der effektiven Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  bleiben. Die ersten Trennrisse sind für den Wandfuß ( $y/H = 0,1$ ) und den Anschlussbereich ( $y/H = 0,3$ ) bereits wenige Stunden nach dem Ausschalen - ca. 77 Stunden nach der Wandbetonage - zu erwarten.

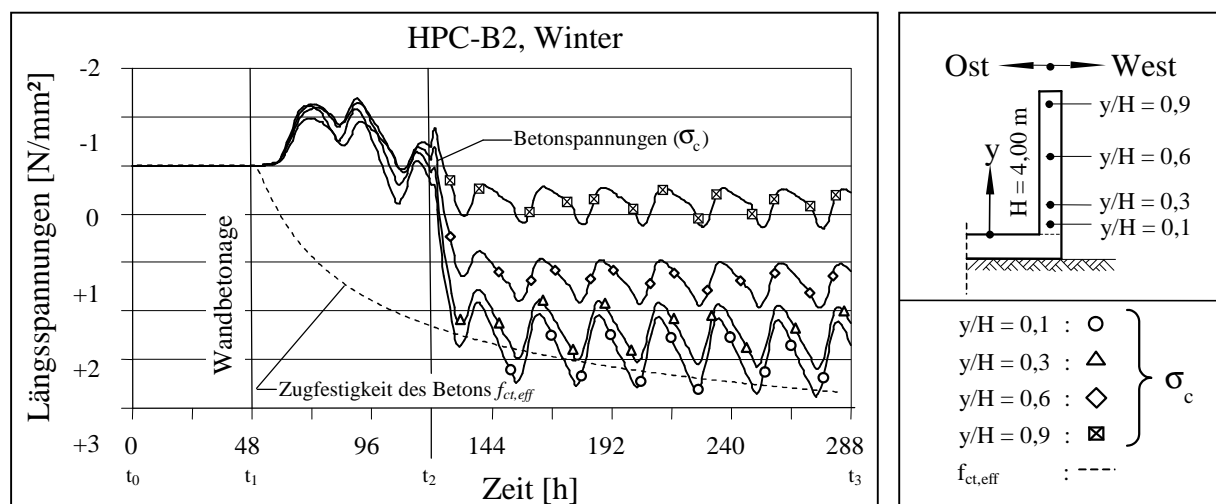


Bild 5.8: Längsspannungsentwicklung bei winterlichen Umgebungsbedingungen

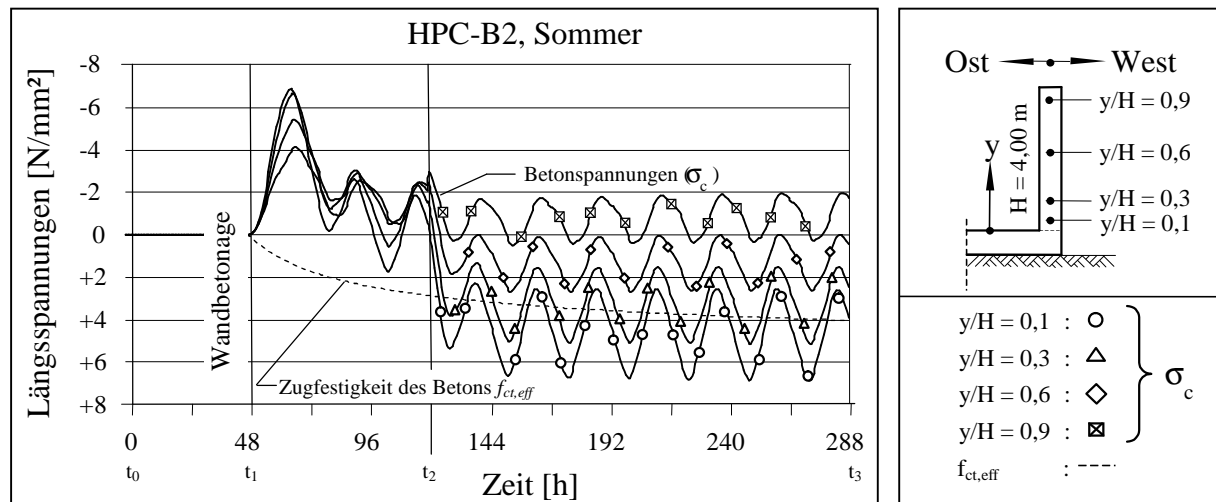


Bild 5.9: Längsspannungsentwicklung bei sommerlichen Umgebungsbedingungen

### Vergleich HPC - NSC:

In den Bildern 5.10 und 5.11 sind die Längsspannungsentwicklungen in der Wand für den für Vergleichszwecke entwickelten NSC-B1 dargestellt. Aufgrund der geringeren Hydratationswärmeentwicklung und der wesentlich geringeren Schwindneigung (vgl. Kap. 5) liegen die rissverursachenden Zugspannungen sowohl unter dem Einfluss sommerlicher als auch winterlicher Randbedingungen unterhalb der bei HPC-B2.

Wegen der niedrigeren Zugfestigkeit ( $f_{ct,eff}$ ) des normalfesten Betons ist trotz geringerem Längsspannungsniveau ein vergleichbares Rissrisiko, wie bei dem Hochleistungsbeton HPC-B2 zu erkennen. Die ersten Trennrisse sind in beiden Fällen in etwa zum gleichen Zeitpunkt zu erwarten. Präzise Aussagen zum Entstehungszeitpunkt und zur Auftretenswahrscheinlichkeit der Trennrisse sind wegen der hohen Streuung der wirksamen Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  nicht möglich. Auf Grundlage der Rechenergebnisse kann jedoch eine Einteilung der Konstruktion in Rissrisikobereiche erfolgen.

Während die Wandkrone ( $y/H = 0,9$ ) unter winterlichen Randbedingungen nahezu vollständig überdrückt bleibt und unter sommerlichen Bedingungen nur zyklisch mit dem Tagesgang der Temperaturen Zugspannungen aufbaut, ist der Mittelbereich ( $y/H = 0,6$ ) dauerhaft Zugspannungen unterhalb von  $f_{ct,eff}$  ausgesetzt - die Entstehung von Rissen ist hier möglich, aber unwahrscheinlich. Die Spannungen in Wandfuß ( $y/H = 0,1$ ) und Anschlussbereich ( $y/H = 0,3$ ) führen hingegen in jedem Fall zu einer Trennrissbildung.

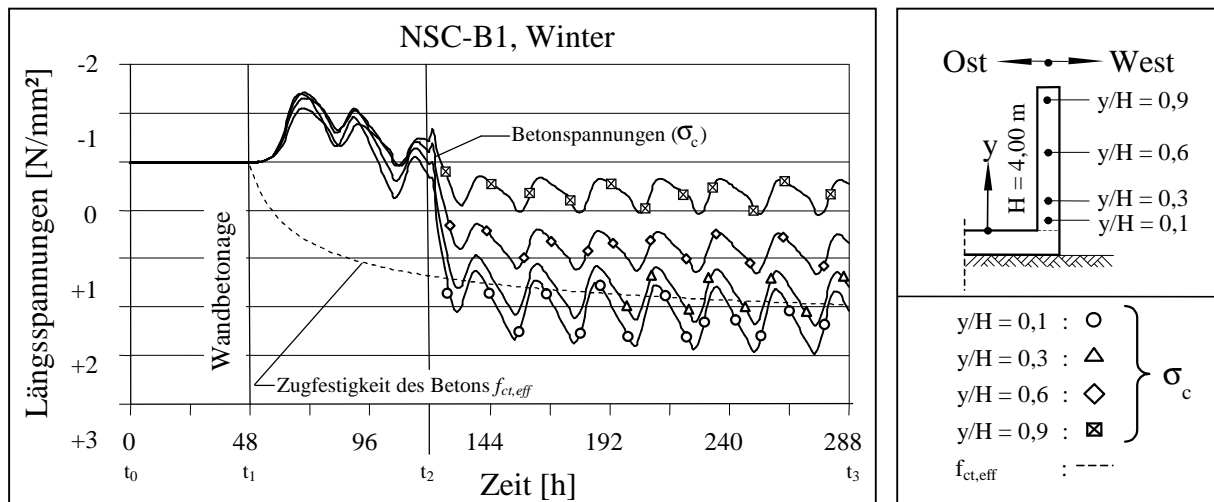


Bild 5.10: Längsspannungsentwicklung bei winterlichen Umgebungsbedingungen NSC-B1

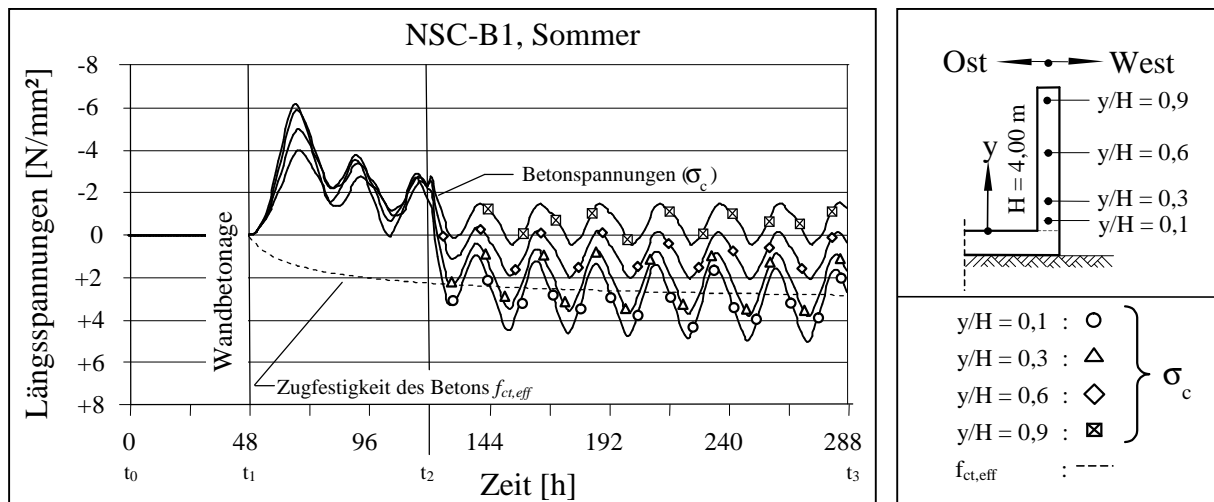


Bild 5.11: Längsspannungsentwicklung bei sommerlichen Umgebungsbedingungen NSC-B1

## 5.6 Rissrisikobereiche

Für eine wirtschaftliche Auslegung der Wandlängsbewehrung ist ihre Dimensionierung entlang des maßgebenden Spannungsverlaufs in Wandlängsrichtung anzustreben. Dazu sind für die Anwendung normengerechter Bemessungsansätze zunächst Rissrisikobereiche zu definieren und über die Wandhöhe abzugrenzen. Aus den durchgeführten numerischen Betrachtungen lassen sich drei Rissrisikobereiche ableiten (Bild 5.12):

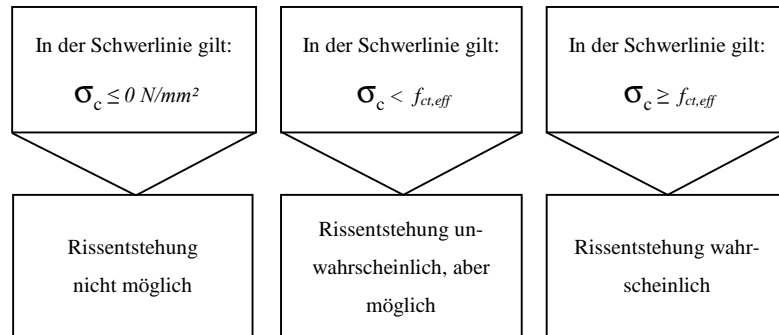


Bild 5.12: Rissrisikobereiche

Für eine genaue Einteilung der Wand in voneinander abgegrenzte Rissrisikobereiche ist eine detailliertere Betrachtung notwendig als sie bisher für nur vier Höhenlagen dargestellt wurde. Für die maßgebenden Zustände werden im Folgenden die Längszugspannungen in der Wandmittellachse ausgewertet. Die Auswertung erfolgt an insgesamt 39 Punkten in der Wandmittellachse. Die Ausgabepunkte sind Bild 5.13 zu entnehmen.

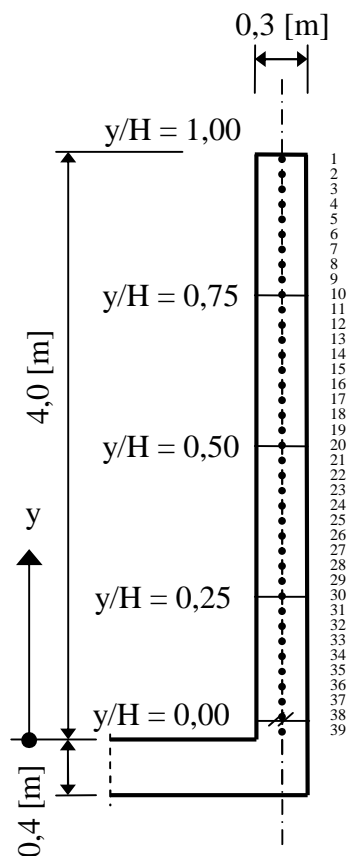


Bild 5.13: Ausgabepunkte der numerischen Betrachtungen

In Bild 5.14 sind die maximal erreichten Längszugspannungen in Wandmittellachse in der Herstellungsphase für eine Wand mit einem Behinderungsgrad von 50% dargestellt. Erreicht die Zugspannung in einem Punkt die effektive Zugfestigkeit, wird dieser Wert als maximal auftretende Zugspannung aufgezeichnet und das Bauteil gilt in diesem Bereich als gerissen. Bereiche, in denen keine Zugspannungen entstehen, gelten als dauerhaft überdrückt.

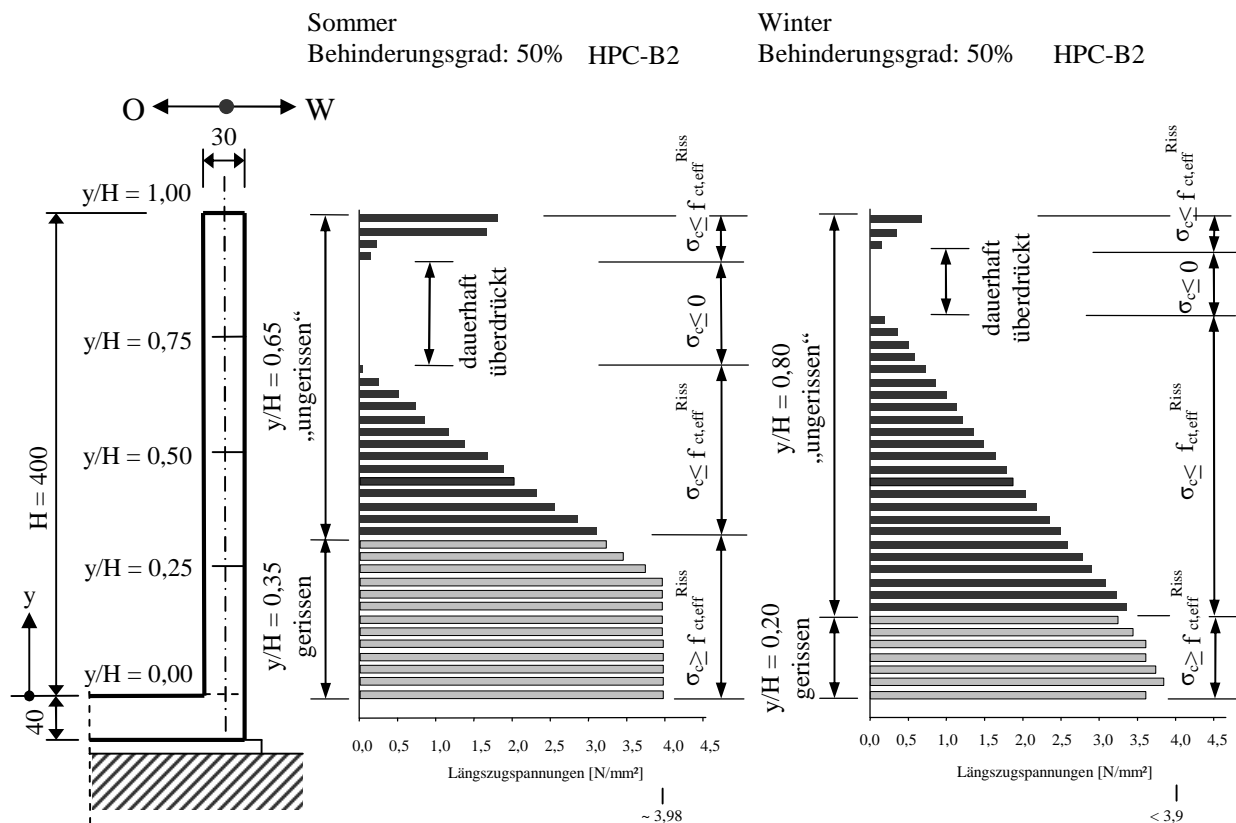


Bild 5.14: Maximale Längszugspannungen in Wandmittellachse

Es zeigt sich, dass für den hier exemplarisch dargestellten Fall alle drei Rissrisikobereiche

- dauerhaft überdrückt,  $\sigma_c \leq 0$ ,
- „ungerissen“,  $\sigma_c < f_{ct,eff}^{Riss}$ ,
- gerissen,  $\sigma_c \geq f_{ct,eff}^{Riss}$

auftreten. Es kann eine klare geometrische Abgrenzung zwischen „ungerissenem“ Bereich und „gerissenem“ Bereich vorgenommen werden und die erreichten Zwangsschnittgrößen sind für die Rissrisikobereiche ablesbar. Die Auslegung der Längsbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

kann basierend auf den Rechenergebnissen bereichsweise durchgeführt und hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit optimiert werden.

### 5.7 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der numerischen Betrachtung zeigen, dass die Längszugspannungen in der nachträglich betonierten Beckenwand durch eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst werden und im Sinne einer wirtschaftlichen Bemessung zu beeinflussen sind. Aus dem betrachteten Beispiel geht hervor, dass eine realitätsnahe, ortsabhängige Erfassung der thermischen Randbedingungen von großer Bedeutung für die Ermittlung des maßgebenden Spannungszustands ist, da schon bei unterschiedlicher Wandorientierung bemessungsrelevante Spannungsunterschiede zu erwarten sind. Die Ost-West-Orientierung ergibt sich für in Deutschland unter vergleichbaren Windverhältnissen hergestellte Becken als die maßgebende.

Die für die Auslegung der Wandlängsbewehrung maßgebenden Zugspannungen treten während der Herstellungsphase des untersuchten offenen Beckens auf. Durch die offene Bauweise und der prozessbedingt konstanten Durchströmung des Beckens während des Betriebs wirken sich die geringen Temperaturdifferenzen zwischen Medium, Bauteil und Umgebung nicht verstärkend auf die Spannungen in der Wandlängsbewehrung aus. Kann diese die im Herstellungszustand auftretenden Trennrisse auf das geforderte Mindestmaß begrenzen, bleiben auch die Rissbreiten der im Betriebszustand durch die Temperaturbeanspruchung entstehenden Biegezugrisse begrenzt. Durch das Ergebnis - die Herstellungsphase ist der maßgebende Zustand - konnten Maßnahmen zur Minimierung der risserzeugenden Zugspannungen - beschränkt auf diese Phase - erarbeitet werden.

Durch die Berechnungen wurde verifiziert, dass die wärmetechnische Optimierung des Behälterbetons die risserzeugenden Zugspannungen reduziert. Der HPC mit der niedrigsten prognostizierten Hydratationswärmeentwicklung erreicht trotz seines hohen Zementgehalts und seines ausgeprägten Schwindverhaltens ein Spannungsniveau im Bereich eines diesbezüglich nicht optimierten normalfesten Betons. Als Planungswerkzeug können mit der oben vorgestellten Berechnungsmethode die Betoneigenschaften über die programmtechnisch erfassten Parameter realitätsnah optimiert werden und in die Entwicklung einer geeigneten Betonzusammensetzung einfließen. Betonzusammensetzungen, bei denen der verwendete Zement die ungünstigen Eigenschaften von HPC verstärkt, können auf diese Weise im Vorfeld ausgeschlossen werden. Darüber hinaus lassen sich in Abhängigkeit der während der Herstellung zu erwartenden Temperatursze-

narien Berechnungen für Betonzusammensetzungen mit unterschiedlicher Wärmetönung durchführen, um die entstehenden Temperaturspannungen zu begrenzen.

Ein wesentlicher Aspekt bei der wirklichkeitsnahen Abbildung des Bauwerks ist der Behinderungsgrad der Wand. Die Ergebnisse reagierten sehr sensitiv auf unterschiedlich angenommene Systemsteifigkeiten, wobei die Berechnungen für einen 50%-igen Wandbehinderungsgrad zu erwartungsgemäß günstigeren Ergebnissen führten. Setzt man die Mehrschichtenmodelle als funktionierendes Werkzeug zur Ermittlung der Systemsteifigkeit voraus, können bei Konstruktionen mit Bodenplattendicken  $\leq$  Beckenwanddicken und Böden mittlerer Steifigkeit Behinderungsgrade von 50% als realistische Berechnungsgrundlage angenommen werden. Ggf. müssen konstruktive Maßnahmen zur Sicherstellung dieser angenommenen Steifigkeit getroffen werden. Diese können im einfachsten Fall das Einbringen von zusätzlichen Gleitfolien oder Sandrollschichten unter der Konstruktion und im Ausnahmefall ein lokal begrenzter Bodenaustausch sein [3], [181].

Durch die Ergebnisse der numerischen Analysen konnten für den optimierten Behälterbeton klare Rissrisikobereiche über die Wandhöhe definiert werden. Die Rechenergebnisse lassen eine Vorhersage über Rissort, Risszeitpunkt sowie die zu diesem Zeitpunkt erreichte Zugfestigkeit zu und geben Aussage über die maximal auftretende Zwangsschnittgröße in den ungerissenen Teilbereichen der Wand. In den in Kapitel 6 vorgestellten Hinweisen für die Praxis fließen diese Berechnungsergebnisse ein und ermöglichen eine an die tatsächliche Belastung angepasste wirtschaftlich optimierte Auslegung der Bewehrung.



## 6 Hinweise für die Praxis

### 6.1 Allgemeines

Die in der Herstellungsphase entstehenden Zwangsspannungen für Wände offener Klärbecken aus Hochleistungsbeton (HPC) sind im Vergleich zu herkömmlichen Becken aus normalfestem Beton (NSC) erwartungsgemäß größer. Aus diesem Grund ist es erforderlich, die durch die Verwendung von HPC entstehenden Vorteile nicht durch unkontrollierte Rissbildung zu gefährden. Bei einer Anwendung üblicher Methoden zur Auslegung einer Rissbreiten begrenzenden Bewehrung auf Grundlage der gängigen Ingenieurpraxis führt dies aber zu erheblichen Bewehrungsmengen, die nicht selten einen wirtschaftlich sinnvollen Einsatz des Hochleistungsbetons ausschließen. Durch eine bauteil-, stoff- und randbedingungsgerechte Auslegung kann die Verwendung von HPC jedoch auch ohne kostentreibende Bewehrungsmengen erfolgen.

Mit der Einführung der neuen Normengeneration [120] weiten sich auch die Nachweisformate für die Begrenzung der Rissbreite auf den Hochleistungsbeton aus (s. auch [21], [36], [90], [91]). Das Nachweiskonzept der DIN 1045-1 für die Begrenzung der Rissbreite gliedert sich für zwangbeanspruchte Bauteile in zwei Berechnungsschritte:

#### *Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite:*

Die Mindestbewehrung dient der Aufnahme nicht berücksichtigter Zwangeinwirkungen und Eigenspannungen in jedem Bauteil (Ausnahme: mit Verbund vorgespannte Bauteile n. DIN 1045-1, 11.2.3(3)). Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsmenge erfolgt explizit für den Erstrisszustand - es muss die Risschnittgröße aufgenommen werden können. Kann durch eine genauere Berechnung nachgewiesen werden, dass die maximal erreichte Zwangsschnittgröße geringer ist als die Risschnittgröße, kann die Auslegung der Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße durchgeführt werden [37], [120]. Gleichung (6.1) stellt den Zusammenhang zur Ermittlung der Mindestbewehrung zur Aufnahme von Zwangsspannungen dar und zeigt die Möglichkeiten der Einflussnahme auf die erforderliche Bewehrungsmenge durch eine differenzierte Betrachtung der höchstens erreichten bzw. auftretenden Zugspannungen im betrachteten Querschnitt  $\sigma_{ct}$ :

$$A_{s,min} = k_c \cdot k \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \cdot \sigma_{ct} \quad (6.1)$$

mit  $A_{s,min}$  Querschnittsfläche der Mindestbewehrung in der Zugzone des Querschnitts oder Teilquerschnitts [cm<sup>2</sup>]

$k_c$  Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung innerhalb der Zugzone [-]

$k$  Beiwert zur Berücksichtigung nichtlinear verteilter Betonzugspannungen [-]

$A_{ct}$  Fläche der Betonzugzone [cm<sup>2</sup>]

$\sigma_s$  die zulässige Stahlspannung der rissebegrenzenden Bewehrung [N/mm<sup>2</sup>]

$$\sigma_{ct} = \min \begin{cases} f_{ctm} \\ f_{ct,eff} \\ \sigma_{zw} \end{cases} \quad \text{darin gilt:}$$

$f_{ctm}$  mittlere Zugfestigkeit des Betons [N/mm<sup>2</sup>]

$f_{ct,eff}$  wirksame Zugfestigkeit zum Risszeitpunkt [N/mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{zw}$  maximal erreichte Zwangsschnittgröße [N/mm<sup>2</sup>]

Wenn durch wirklichkeitsnahe Berechnungen nachgewiesen werden kann, dass entweder die zum Risszeitpunkt im betrachteten Querschnitt vorhandene effektive Betonzugfestigkeit oder die maximal im Querschnitt auftretende Zugspannung unterhalb der mittleren Zugfestigkeit des Betons liegt, reduziert sich gerade bei Betrachtungen an gezwängten Bauteilen aus HPC mit hohen mittleren Zugfestigkeiten der erforderliche Mindestbewehrungsquerschnitt zur Aufnahme der Zwangsspannungen in erheblichem Maße.

#### *Nachweis der zulässigen Rissbreite:*

Für diesen Nachweis werden in der DIN 1045-1 zwei Berechnungsmöglichkeiten angegeben: Bei einer **Begrenzung der Rissbreite ohne direkte Berechnung** wird für die Berechnung im Allgemeinen ein abgeschlossenes Rissbild vorausgesetzt, wobei die Einzelrissbildung weiterhin als ungünstigster Fall in die Betrachtungen mit einbezogen wird. Bei einer **direkten Berechnung der Rissbreite** werden Erstrissbild und abgeschlossenes Rissbild zusammengeführt; die Ausle-

gung der Bewehrung erfolgt für den maßgebenden Zustand, der zu der größeren erforderlichen Bewehrung führt.

## 6.2 Berechnungsverfahren zur Begrenzung der Rissbreite

Liegen ausschließlich durch Zwang- und Eigenspannungen beanspruchte Bauteile vor, können die in der DIN 1045-1 angegebenen Verfahren zur Ermittlung der Mindestbewehrung und zur Begrenzung der Rissbreite in ein integriertes Bemessungskonzept überführt werden, das es ermöglicht, die erforderliche Mindestbewehrung direkt für vorgegebene Randbedingungen mit Hilfe einer direkten Rissbreitenermittlung zu ermitteln. Aus den in DIN 1045-1 angegebenen analytischen Zusammenhängen ergibt sich für die Ermittlung der Mindestbewehrung  $A_{s,min}$  folgender Zusammenhang:

Rechenwert der Rissbreite  $w_k$ :

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (6.2)$$

mit:

maximaler Rissabstand  $s_{r,max}$  für den Erstrisszustand:

$$s_{r,max}^{Erstriss} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot \rho_{eff}} \quad (6.3)$$

maximaler Rissabstand  $s_{r,max}$  für das abgeschlossene Rissbild:

$$s_{r,max}^{abgeschl. \text{ Rissbild}} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{eff}} \quad (6.4)$$

Dehnungsdifferenz ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ) zwischen Betonstahl und Beton für den Erstrisszustand:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.5)$$

Dehnungsdifferenz ( $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ) zwischen Betonstahl und Beton für das abgeschlossene Rissbild:

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{\rho_{eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \quad (6.6)$$

Aus Gleichung (6.1) folgt für  $k = k_c = 1,0$  [39]:

$$\sigma_s = \frac{A_{ct} \cdot \sigma_{ct}}{A_{s,min}} \quad (6.7)$$

Nach Substitution von  $\sigma_s$  ergibt sich für den Erstrisszustand:

$$A_{s,min}^{Erstriss} = \sqrt{\frac{A_{ct}^2 \cdot d_s \cdot 0,6 \cdot \sigma_{ct}}{3,6 \cdot w_k \cdot E_s}} \quad (6.8)$$

Nach Substitution von  $\sigma_s$  ergibt sich für den Erstrisszustand:

$$A_{s,min}^{abgeschl. Rissbild} = -\frac{d_s \cdot A_{ct1} \cdot 0,4 \cdot \sigma_{ct} \cdot \alpha_e}{2 \cdot 3,6 \cdot E_s \cdot w_k} + \sqrt{\frac{(d_s \cdot A_{ct1} \cdot 0,4 \cdot \sigma_{ct} \cdot \alpha_e)^2}{(2 \cdot 3,6 \cdot E_s \cdot w_k)^2} + \frac{d_s \cdot A_{ct1} \cdot \sigma_{ct} \cdot (A_{ct} - 0,4 \cdot A_{ct1})}{3,6 \cdot E_s \cdot w_k}} \quad (6.9)$$

Für die erforderliche Mindestbewehrung ergibt sich damit:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} A_{s,min}^{Erstriss} \\ A_{s,min}^{abgeschl. Rissbild} \end{cases} \quad (6.10)$$

mit:

$d_s$  Stabdurchmesser [mm]

$\rho_{eff}$  Bewehrungsgrad [-]

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s,min}}{A_{ct1}}$$

$$A_{ct1} \quad 2,5 \cdot (h - d) \leq \frac{h}{2} \quad [\text{cm}^2]$$

$d$  : statische Höhe des Bauteils [cm];  $h$  : Dicke des Bauteils [cm]

$$A_{ct} \quad \frac{h}{2} \quad [\text{cm}^2]$$

$w_k$  zulässige Rissbreite [mm]

$E_s$  E-Modul Stahl [N/mm<sup>2</sup>]

$$\alpha_e \quad \frac{E_s}{E_{cm}} \quad [-]$$

$E_{cm}$  : mittlerer E-Modul Beton

### 6.3 Bemessungskonzept

Bei dem auf Basis der durchgeführten Berechnungen entwickelten Bemessungskonzept sollen die Möglichkeiten zur Optimierung, die im Rahmen der normativen Vorgaben gegeben werden, einerseits, und die Möglichkeiten realitätsnaher numerischer Berechnungen, andererseits, für eine wirtschaftlich sinnvolle und ausreichend sichere Auslegung der Wandlängsbewehrung einer durch Zwang beanspruchten Stahlbetonbeckenwand genutzt werden. Das Konzept basiert auf der Fähigkeit, durch realitätsnahe Berechnungen zielsicher Zwang- und Risschnittgrößen für die Struktur bestimmen und Rissrisikobereiche festlegen zu können.

Die Ermittlung der erforderlichen Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung erfolgt nach den in Kapitel 6.2 vorgestellten Bemessungsformeln unter Verwendung der durch die numerischen Berechnungen ermittelten Riss- und Zwangspannungen für die zuvor festgelegten Rissrisikobereiche. Als iterativer Optimierungsschritt besteht auf Grundlage der numerischen Berechnungen bereits in der Entwurfsphase die Möglichkeit, durch die Weiterentwicklung des verwendeten Mischungsentwurfs Einfluss auf die Auslegung der Wandlängsbewehrung aus Zwangbeanspruchung zu nehmen. In Bild 6.1 ist das hier vorgeschlagene Bemessungskonzept in Form eines Flussdiagramms dargestellt.

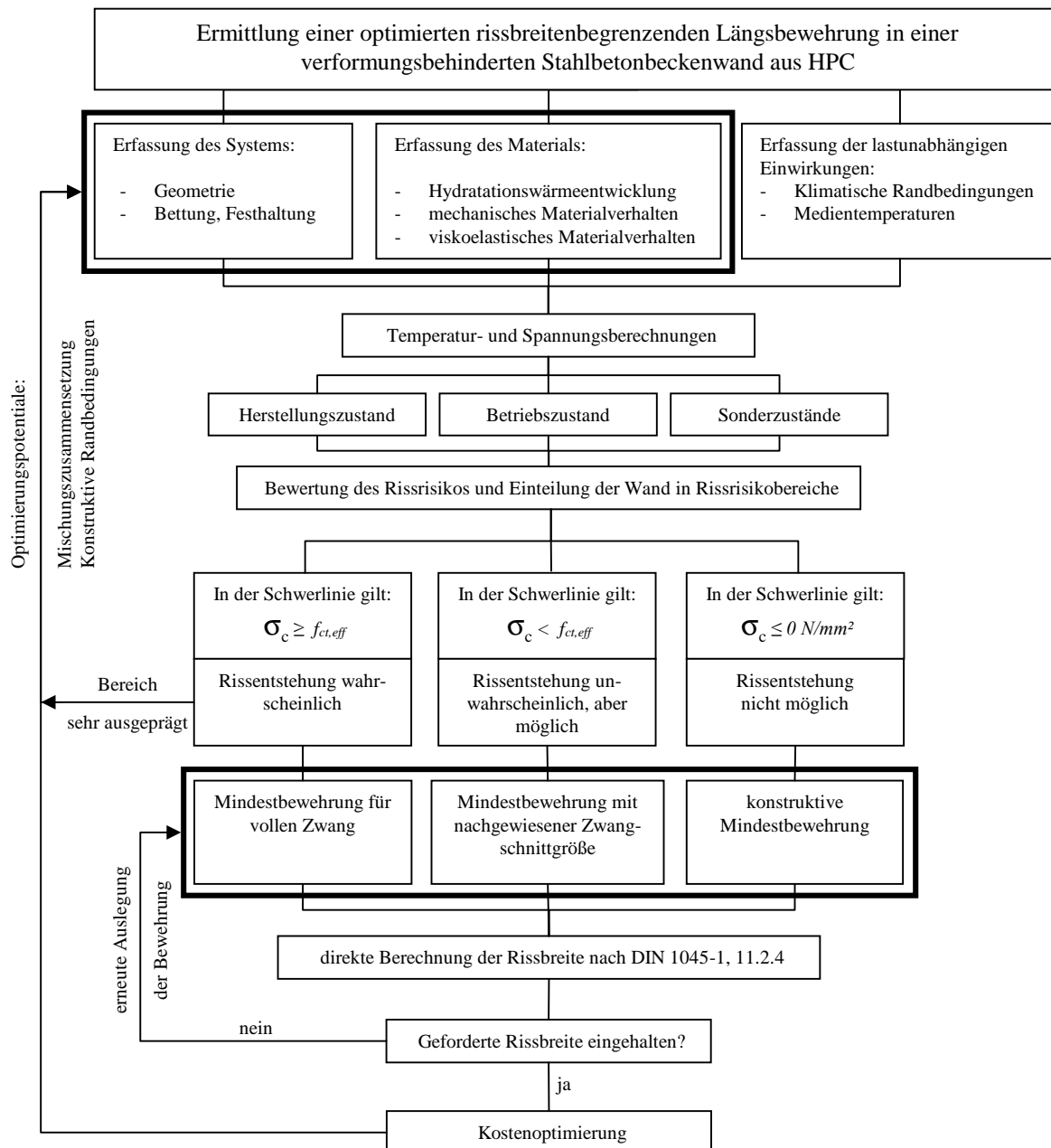


Bild 6.1: Flussdiagramm Bemessung

## 6.4 Bewehrung zur Begrenzung der Rissbreite an einem Beispiel

### 6.4.1 Randbedingungen

Anhand eines Beispiels soll die Ermittlung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung vorgestellt und in Gegenüberstellung zu herkömmlichen Bemessungsmethoden für Bauteile aus HPC und NSC diskutiert werden. Für die Auswertung der Ansätze zur Ermittlung der Mindestbewehrung gemäß Kapitel 6.2 sind strukturbeschreibende Eingangsparameter erforderlich. Als

Berechnungsbeispiel wird das bereits bei den numerischen Berechnungen untersuchte offene Klärbecken betrachtet (s. Bild 5.5). Die Bemessung erfolgt für den maßgebenden Zustand zunächst unter Verwendung der Betonzusammensetzung HPC-B2 für ein sommerliches und ein winterliches Umgebungsszenario. Der Behinderungsgrad der Wand beträgt 50%.

#### 6.4.2 Wirklichkeitsnahe Bemessung

In Bild 6.2 sind die bemessungsrelevanten Längszugspannungen infolge von Zwang in der Wand dargestellt (vgl. Kapitel 5). Deutlich lassen sich die unterschiedlichen Rissrisikobereiche - gerissener / trennrissfreier („ungerissener“) / dauerhaft überdrückter Bereich - erkennen und geometrisch abgrenzen. Als Berechnungsergebnis ist u. a. die zum Zeitpunkt des Erstrisses vorhandene Betonzugfestigkeit  $f_{ct,eff}^{Riss}$  dargestellt. Es zeigt sich, dass im gerissenen Wandbereich die Risse zu einem Zeitpunkt entstehen, zu dem die mittlere Betonzugfestigkeit des verwendeten HPC von  $f_{ctm}$  noch nicht ihren Endwert von 4,4 N/mm<sup>2</sup> erreicht hat. Für das Sommerszenario kann ein tatsächlich erreichter Wert von  $f_{ct,eff}^{Riss} = 3,98$  [N/mm<sup>2</sup>], für das Winterszenario  $f_{ct,eff}^{Riss} = 3,90$  [N/mm<sup>2</sup>] beim Erstriss berechnet werden. Als weiteres Ergebnis der Berechnungen wird die maximal auftretende Zugspannung für den trennrissfreien Bereich  $\sigma_{c,max}$  angegeben. Sie tritt an der Grenze zwischen den Rissrisikobereichen auf. Unter sommerlichen Randbedingungen liegt diese bei  $y/H = 0,35$  mit  $\sigma_{c,max} = 3,1$  N/mm<sup>2</sup>, unter winterlichen bei  $y/H = 0,20$  mit  $\sigma_{c,max} = 3,4$  N/mm<sup>2</sup>. Zusätzlich konnte ein weiterer Bereich innerhalb des trennrissfreien Wandteils abgegrenzt werden, der dadurch gekennzeichnet ist, dass hier die auftretende maximale Zugspannung den halben Wert der mittleren zentrischen Zugfestigkeit  $f_{ctm}$  nicht überschreitet. Er beginnt bei beiden Temperaturszenarien bei  $y/H \approx 0,45$ , erstreckt sich bis zur Wandkrone und schließt den dauerhaft überdrückten Bereich mit ein.

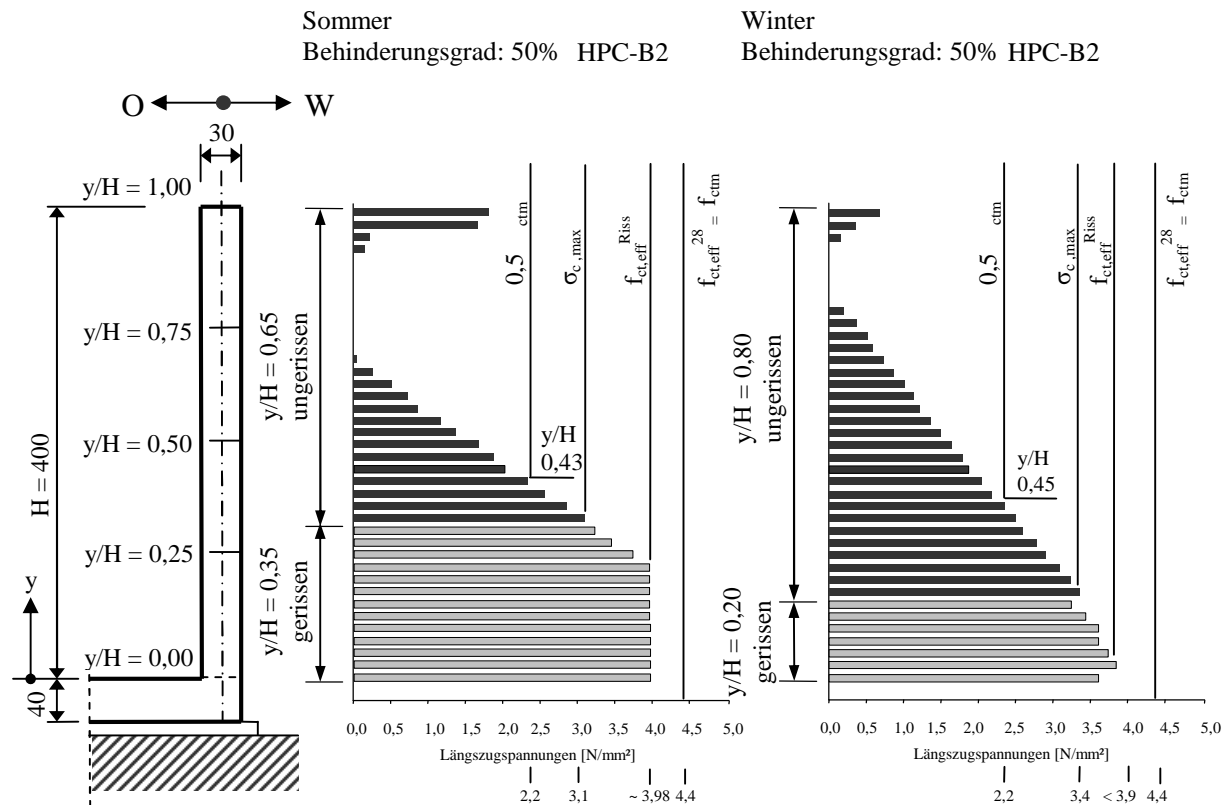


Bild 6.2: Längszugspannungen in der Beckenwand

Die Auslegung der rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung erfolgt für eine rechnerische Rissbreite von  $w_k = 0,2$  mm. Die Betondeckung von  $c_{nom} = 4,0$  cm richtet sich nach den Anforderungen für Klärbecken und der mittlere E-Modul des verwendeten HPC wird mit  $E_{cm} = 38800$  N/mm² angesetzt. Die berechnete Mindestbewehrung ist für zentrischen Zwang ausgelegt und in jede Wandseite einzulegen. Bild 6.3 stellt die Rechenergebnisse für in der Praxis üblicherweise verwendete Bewehrungsstabdurchmesser dar. Die Grenze zwischen den Rissrisikobereichen wurde, gleichermaßen für winterliches und sommerliches Umgebungsszenario gültig, auf praxisgerechte halbe Wandhöhe ( $y/H = 0,5$ ) gelegt. Im unteren Wandbereich erfolgt die Auswertung von Gl. (6.8) für die zum Risszeitpunkt erreichte Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}^{Riss}$  im ungünstigeren Fall der Sommerbetonage; die rissbreitenbegrenzende Längsbewehrung für Zwang in der oberen Wandhälfte wird für die maximal auftretende Zugspannung in der Größe von  $0,5 f_{ctm}$  ausgelegt.



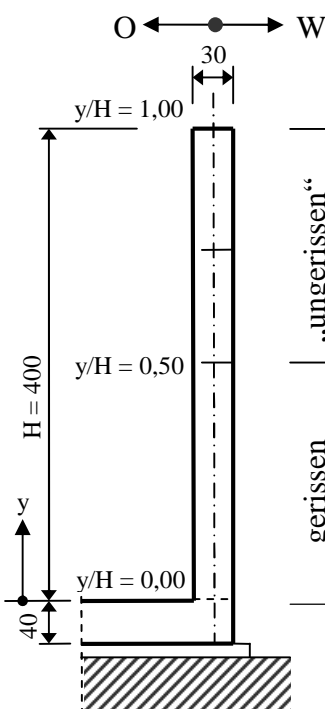
|   |                                  |  |       |       |       |  |           |
|---|----------------------------------|--|-------|-------|-------|--|-----------|
|  |                                  | HPC C60/75<br>$E_{cm} = 388000 \text{ N/mm}^2$<br>$f_{ctm} = 4,4 \text{ N/mm}^2$<br>$c_{nom} = 4,0 \text{ cm}$<br>$w_k = 0,2 \text{ mm}$ |       |       |       |  | Bemessung |
|   |                                  |  |       |       |       |  |           |
| „ungerissen“  | $d_s$ [mm]                       | 10   | 12    | 14    | 16    | $0,5 f_{ctm} =$<br><br>$2,2 \text{ N/mm}^2$        |           |
|   | $a_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m] | 13,26  | 14,59 | 15,83 | 17,00 |  |           |
|   | $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]  | 249  | 226   | 208   | 194   |  |           |
| gerissen  | $d_s$ [mm]                       | 10   | 12    | 14    | 16    | $f_{ct,eff}^{Riss} =$<br><br>$3,98 \text{ N/mm}^2$ |           |
|   | $a_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m] | 17,75  | 19,53 | 21,78 | 22,72 |  |           |
|   | $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]  | 336  | 305   | 282   | 262   |  |           |

Bild 6.3: Mindestbewehrungsmengen,  $w_k = 0,2 \text{ mm}$ ;

#### 6.4.3 Näherungsberechnung

Setzt man dieselbe Bemessungssituation ohne vorangegangene numerische Betrachtung voraus und ermittelt die erforderliche rissbreitenbegrenzende Zwangbewehrung auf konventionelle Weise anhand Gleichung (6.1), so ergeben sich mit den Eingangswerten

$$\begin{aligned}
 f_{ct,eff} &= f_{ctm} = 4,4 \text{ N/mm}^2, \\
 \sigma_{c,max} &= 1,0 f_{ct,eff} \text{ für einen unbekannten Risszeitpunkt,} \\
 c_{nom} &= 4,0 \text{ cm,} \\
 w_k &= 0,2 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

die in Tabelle 6.1 dargestellten je Wandseite zur Begrenzung der Rissbreite einzulegenden Bewehrungsmengen in Abhängigkeit des gewählten Durchmessers:

Tabelle 6.1: Mindestbewehrung für  $1,0 f_{ctm}$ 

|                                  |       |       |      |      |
|----------------------------------|-------|-------|------|------|
| $d_s$ [mm]                       | 10    | 12    | 14   | 16   |
| $a_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m] | 20,63 | 23,57 | 27,5 | 27,5 |
| $\sigma_s$ [N/mm <sup>2</sup> ]  | 320   | 280   | 240  | 240  |

#### 6.4.4 Vergleich

Ein Vergleich der nach unterschiedlichen Ansätzen ermittelten Bewehrungsmengen ist Tabelle 6.2 zu entnehmen.

Tabelle 6.2: Vergleich der Bewehrungsmengen  $A_{s,min}$  [cm] ( $a_{s,min}$  [cm<sup>2</sup>/m])

|                                     |                                     | $d_s$ [mm]     |                |                 |                 |
|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
|                                     |                                     | 10             | 12             | 14              | 16              |
| realitätsnah ermittelt              | y/H = 0<br>bis<br>y/H = 0,5         | 26,6<br>(13,3) | 29,2<br>(14,6) | 31,6<br>(15,8)  | 34,0<br>(17,0)  |
|                                     | y/H = 0,5<br>bis<br>y/H = 1,0       | 35,6<br>(17,8) | 39,0<br>(19,5) | 43,6<br>(21,8)  | 45,4<br>(22,7)  |
| $\sum A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ] |                                     | 62,2           | 68,2           | 75,2            | 79,4            |
| näherungsweise ermittelt            | $\sum A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ] | 82,4<br>(20,6) | 94,4<br>(23,6) | 110,0<br>(27,5) | 110,0<br>(29,8) |
| Einsparung [%]                      |                                     | 25             | 28             | 32              | 28              |

Für das betrachtete Beispiel sind bei einer wirklichkeitsnahen Berechnung Einsparungen bei der Wandlängsbewehrung von ca. 28 % gegenüber der konventionellen Bemessungsmethode nach DIN 1045-1 möglich, ohne die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit zu unterschreiten.

#### 6.5 Vergleich HPC-NSC

Die Vorteile von HPC im Beckenbau lassen sich nur in Relation zu den Eigenschaften herkömmlicher Betone unter gleichen Randbedingungen darstellen. Den diskutierten gewichtigen Nachteilen, die sich in einer höheren Rissempfindlichkeit des HPCs bemerkbar machen, konnte im Rahmen der durchgeführten Betrachtungen durch eine entsprechende Auslegung der Wandlängs-

bewehrung begegnet werden. Es ist jedoch zu prüfen, ob die mit den Vorteilen des HPC behaftete Beckenkonstruktion bei einer wirtschaftlichen Gesamtbetrachtung den herkömmlichen Konstruktionen gegenüber standhalten kann, da ggf. bereits die Herstellungskosten durch die Mehrkosten für Beton und Bewehrung die Kosteneinsparungen im Bereich der Erhaltung aufzehren können. Eine diesbezügliche Abschätzung soll durch Gegenüberstellung von Konstruktionen aus HPC und NSC erfolgen. In den Bildern 6.4 und 6.5 sind den für den HPC-B2 maximal zu erwartenden Längszugspannungen (vgl. Bild 6.2) die entsprechenden Spannungen für den NSC-B1 gegenübergestellt.

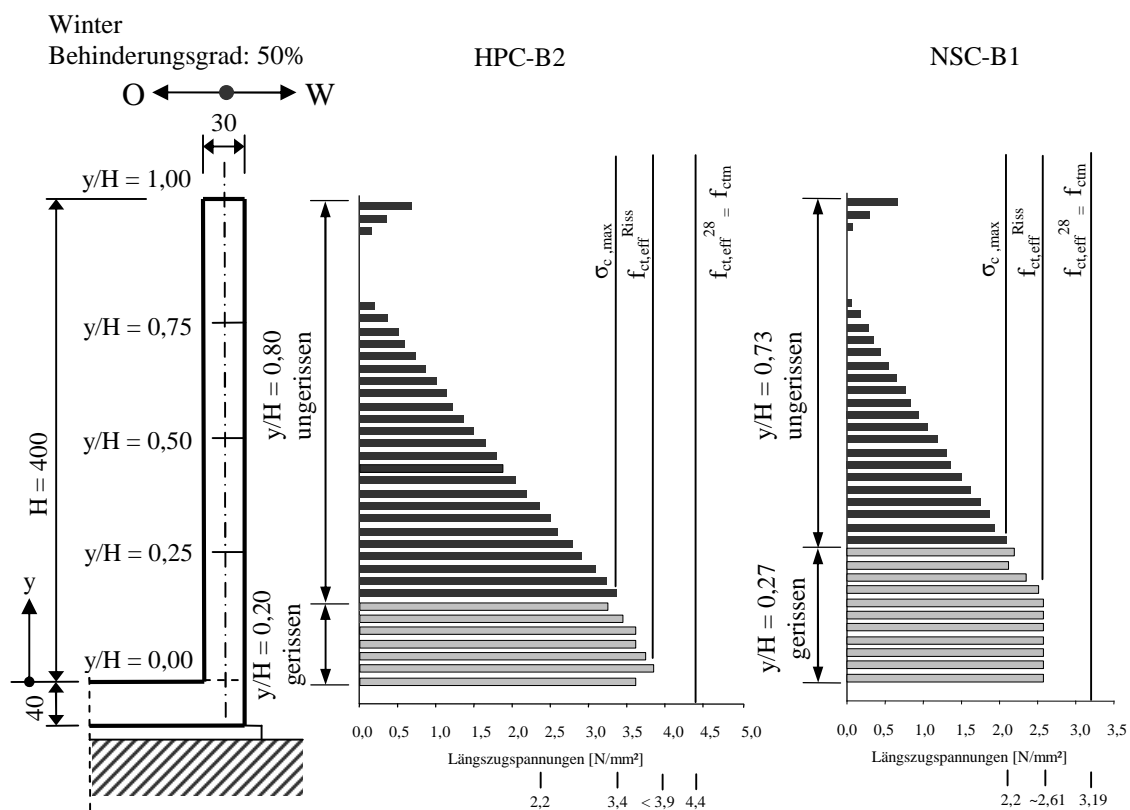


Bild 6.4: Längszugspannungen in der Beckenwand, Winterszenario

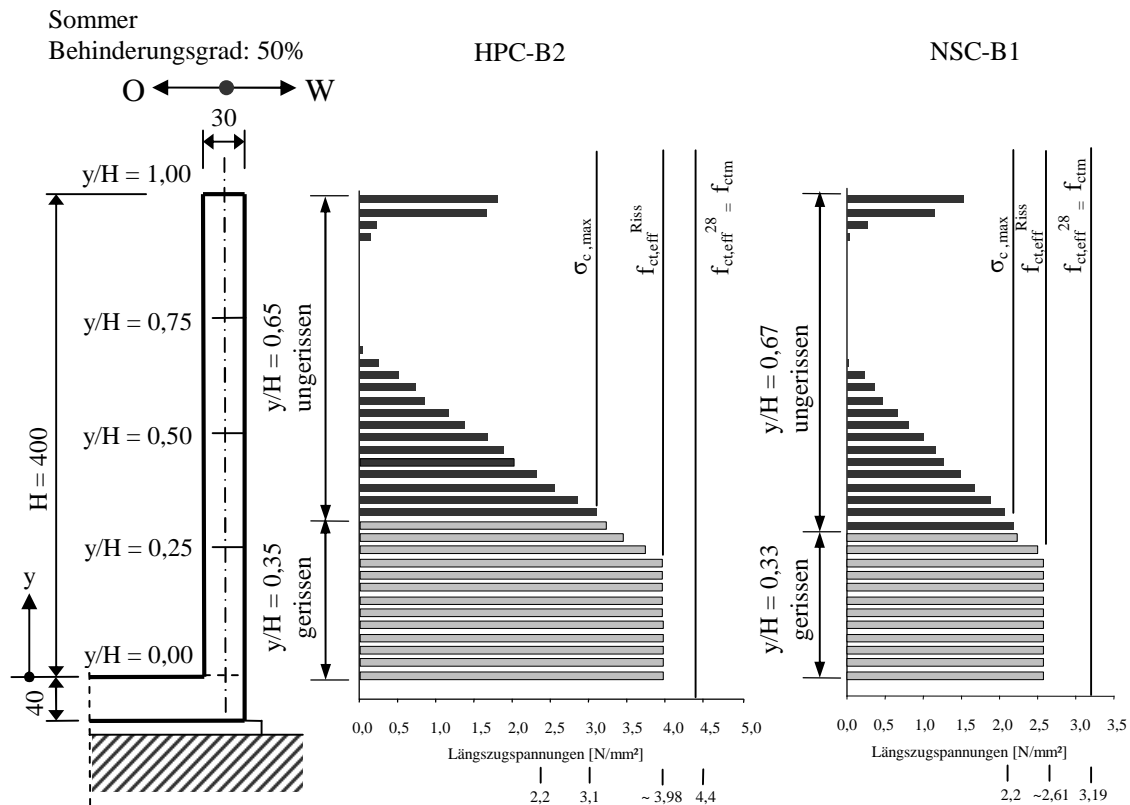


Bild 6.5: Längzugspannungen in der Beckenwand, Sommerszenario

Erwartungsgemäß zeigt sich, dass die entstehenden Zwangspannungen in Wandlängsrichtung für die Konstruktion aus NSC-B1 deutlich niedriger sind als die für die Konstruktion aus HPC-B2. Die niedrigeren Zugspannungen bei der Konstruktion aus NSC-B1 führen bei der Auslegung der rissbreitenbegrenzenden Bewehrung zu entsprechend geringeren Stahlmengen.

Durch eine vergleichende Ermittlung der Wandlängsbewehrungsmenge am betrachteten Beispiel sollen die Unterschiede quantifiziert werden und Grundlagen für eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung geschaffen werden. In Tabelle 6.3 ist die für den NSC-B1 konventionell nach Gleichung 6.1 und Tabelle 20 der DIN 1045-1 ermittelten Mindestbewehrungsmengen der entsprechend ermittelten Bewehrung für HPC-B2 gegenübergestellt.

Tabelle 6.3: Gegenüberstellung der konventionell ermittelten rissebegrenzenden Wandlängsbewehrung

|                                  |                        |       |      |      |
|----------------------------------|------------------------|-------|------|------|
| NSC                              |                        |       |      |      |
| $f_{ctm}$                        | 3,19 N/mm <sup>2</sup> |       |      |      |
| $d_s$ [mm]                       | 10                     | 12    | 14   | 16   |
| $a_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m] | 19,9                   | 19,9  | 23,9 | 23,9 |
| $\sigma_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ] | 240                    | 240   | 200  | 200  |
| HPC                              |                        |       |      |      |
| $f_{ctm}$                        | 4,4 N/mm <sup>2</sup>  |       |      |      |
| $d_s$ [mm]                       | 10                     | 12    | 14   | 16   |
| $a_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> /m] | 20,63                  | 23,57 | 27,5 | 27,5 |
| $\sigma_s$ [kN/mm <sup>2</sup> ] | 320                    | 280   | 280  | 240  |

Es ergeben sich bei konventioneller Auslegung der rissebreitenbegrenzenden Wandlängsbewehrung in Abhängigkeit des verwendeten Stabdurchmessers um 4% - 18% höhere Bewehrungsmengen für die Konstruktion aus Hochleistungsbeton. Damit stehen die durch eine realitätsnahe Berechnung erreichbaren Einsparungen (vgl. Tabelle 6.2) den wirtschaftlichen Nachteilen - erhöhte Herstellkosten und verstärkte Rissempfindlichkeit von HPC-Konstruktionen - entgegen. Quantitativ sind die Einsparungen, durch die realitätsnahe Berechnung größer, als die in der höheren Rissempfindlichkeit von Hochleistungsbeton begründeten wirtschaftlichen Nachteile.

In wie weit sich Vor- und Nachteile von Beckenkonstruktionen aus Hochleistungsbeton im Rahmen einer Wirtschaftlichkeitsanalyse quantifizieren lassen, hängt in großem Maße von den individuellen Nutzungsanforderungen und Randbedingungen ab. Je höher die Anforderungen an die Konstruktion sind, desto mehr fallen die geringeren zu erwartenden Erhaltungskosten einer HPC-Konstruktion ins Gewicht. Je geringer die Anforderungen und die geplante Nutzungsdauer sind, desto gewichtiger wirken sich die niedrigeren Herstellkosten einer NSC-Konstruktion auf die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung aus. Gerade für Becken in der Abwasserbehandlung werden aufgrund des aggressiven Mediums und den gültigen strengen Umweltbestimmungen besonders hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit, Dichtheit und Nachhaltigkeit der Konstruktion gestellt. Mit bedarfsdeckenden planmäßigen Nutzungsdauern von 50 Jahren würden sich unter Berücksichtigung der Nachhaltigkeit die niedrigen kumulierten Erhaltungskosten einer HPC-Konstruktion gegenüber ihrer aufwendigeren Herstellung rentieren, zumal sich die Herstellungs-

kosten, wie durch die Berechnungen gezeigt werden konnte, durch wirklichkeitsnahe Betrachtungen in der Entwurf- und Planungsphase reduzieren lassen:

Die erforderliche Gesamtbewehrungsmenge für die rissbreitenbegrenzende Wandlängsbewehrung kann bei Verwendung von HPC, wenn sie wie gezeigt wirklichkeitsnah ermittelt wird, geringer ausfallen als bei den üblicherweise konventionell ausgelegten Konstruktionen aus NSC.

## 7 Zusammenfassung und Ausblick

Für den erfolgreichen Einsatz von HPC in Behälterbauwerken und der damit verbundenen Qualitätssteigerung und verbesserten Gesamtwirtschaftlichkeit müssen dessen anerkannte stofflichen Vorteile gegenüber herkömmlichen Betonen nutzbar gemacht werden. Dazu müssen bauteilspezifische Risiken erkannt, quantifiziert und möglichst reduziert werden.

Bei den in der vorliegenden Arbeit betrachteten offenen Becken der Abwasserwirtschaft entwickelt sich konstruktions- und bauablaufsbedingt Zwangsspannungen in den Bauteilen. Vor allem den durch lastunabhängige Einwirkungen im Herstellungs- und Betriebszustand entstehenden hohen Längszugspannungen in den Beckenwänden muss durch eine zielsicher ausgelegte rissbreitenbegrenzende Bewehrung begegnet werden, um die wesentliche Anforderung an die Gebrauchstauglichkeit von Flüssigkeitsbehältern - die Dichtheit - nicht zu gefährden. Durch die höhere zu erwartende Hydratationswärmeentwicklung und das ausgeprägte Schwindverhalten bei gleichzeitig geringem Kriech- und Relaxationsvermögen ist die Ausnutzung der stark verbesserten Dauerhaftigkeits- und Dichtheitseigenschaften von HPC mit hohen Zwangsspannungen, erhöhter Reißneigung und daraus resultierend mit einem deutlich höheren Bewehrungsaufwand verbunden, da bisher keine zielsicheren Werkzeuge für eine optimierte Auslegung dieser Bewehrung gegeben waren.

Die Schwerpunkte der vorliegenden Arbeit liegen zum einen in der Darstellung der stofflichen Vorteile von HPC unter den anwendungsbezogenen Randbedingungen bei der Herstellung offener Becken und zum anderen in der bauteilbezogenen Untersuchung von Optimierungsansätzen bei der Ausschöpfung des Potentials von HPC für den Behälterbau. Durch die Untersuchungsergebnisse werden die Optimierungspotentiale qualitativ aufgezeigt, und es ergeben sich auf zukünftige Bauwerke übertragbare Anwendungsempfehlungen.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden zunächst Betonzusammensetzungen für HPCs entwickelt, die sich durch eine verhältnismäßig niedrige zu erwartende Hydratationswärmeentwicklung auszeichnen. Der Einsatz von Hochofenzementen und innerten Zusatzstoffen ermöglicht dabei die gezielte Herstellung von Betonen mit moderaten Wärmetönungen, ohne die charakteristischen Eigenschaften von Hochleistungsbeton (ausgeprägt dichtes Gefüge, hohe Festigkeiten) dabei zu verlieren. Durch die gezielte Wahl von geeigneten Zementen konnten im

Rahmen der Mischungsfindung drei Hochleistungsbetone entwickelt und charakterisiert werden, die hinsichtlich ihrer thermischen und mechanischen Eigenschaften den zuvor definierten Anforderungen an einen Behälterhochleistungsbeton entsprachen. Versuche in der Temperaturspannungsprüfmaschine zeigten im Vergleich mit herkömmlichen Behälterbetonen qualitativ die Unterschiede der gewählten Betonzusammensetzungen hinsichtlich ihres viskoelastischen Materialverhaltens auf. Anhand experimenteller Untersuchungen konnte zielsicher der Behälterhochleistungsbeton bestimmt werden, der für die Verwendung in den nachträglich betonierten Wänden das günstigste Materialverhalten im jungen Alter aufwies. Hydratationswärmeentwicklung, Schwinden, Kriechen, Relaxation und die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften entsprachen in der Summe ihrer Auswirkungen auf das Verhalten des jungen Betons den gestellten Anforderungen.

Wirklichkeitsnahe rechnergestützte Berechnungen stellen grundsätzlich ein leistungsfähiges Werkzeug dar, um den Ansprüchen an ein leistungsfähiges und gleichzeitig optimiertes Bauwerk gerecht zu werden. Die wirklichkeitsnahe Erfassung der Einwirkungen und des Materialverhaltens gerade im jungen Alter sind hierbei von wesentlicher Bedeutung und wurden in den Vorüberlegungen zu den Berechnungen durchgeführt. Dazu wurden bestehende analytische Ansätze zur Abbildung des Materialverhaltens herangezogen und anhand der Versuchsergebnisse verifiziert bzw. durch Parameteranpassungen auf das spezielle Verhalten der charakterisierten Hochleistungsbetone angenähert. Durch die Abbildung des Systems mit realistischen, analytisch ermittelten Steifigkeitsverhältnissen von Konstruktion und Boden werden die aufwändigen Ansätze von Materialverhalten und Einwirkungen zu einer schlüssigen Abbildung der Gesamtsituation ergänzt. Im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Berechnungen an Behälterausschnitten ließen bei Variation der maßgebenden Randbedingungen die Einflüsse auf den bemessungsrelevanten Spannungszustand in der Beckenwand erkennen. Der für die Auslegung der Wandlängsbewehrung maßgebende Spannungszustand wird durch die lastunabhängigen Einwirkungen im Herstellungszustand erreicht. Durch die Berechnungen ließ sich die Beckenwand in drei Rissrisikobereiche aufteilen, in denen die erreichten Spannungen entweder als rissauslösend, wahrscheinlich nicht rissauslösend oder als ständige Druckspannung zu klassifizieren waren. Die Bereiche konnten durch die wirklichkeitsnahen Berechnungen deutlich voneinander abgegrenzt werden, wodurch eine angepasste, abschnittsweise Auslegung der Wandlängsbewehrung entsprechend des tatsächlichen Spannungsverlaufs über die Wandhöhe möglich war.



In einer beispielhaften Betrachtung eines Beckenausschnittes ergaben sich bei Ausnutzung der in DIN 1045-1 [120] angegebenen Berechnungsmöglichkeiten für bekannte Zwangsschnittgrößen und Materialkenngrößen sowie durch die Anwendung des im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelten, nach den Rissrisikobereichen differenzierenden Bemessungskonzepts, deutlich niedrigere Bewehrungsmengen für die rissebegrenzende Wandlängsbewehrung gegenüber konventionell ausgelegten Beckenwänden.

Die vorliegende Arbeit beinhaltet sowohl grundlegende Betrachtungen als auch auslegungsrelevante Empfehlungen für den Einsatz von Hochleistungsbeton in offenen Klärbecken unter Berücksichtigung und Nutzung des aktuellen Stands der Technik. Die Verbindung von wirklichkeitsnahen Berechnungen, bauteilbezogen optimierten hochleistungsfähigen Baustoffen und modernen Bemessungsmethoden führen bei Berücksichtigung der gegebenen Empfehlungen zu Bauwerken, die als Ganzes der Leistungsfähigkeit des Baustoffs HPC entsprechen.

Für zukünftige Bauprojekte gilt es nun, die durchgeführten Berechnungen und die dazu erforderlichen Versuchsreihen als Planungswerkzeug zu etablieren und den Planenden und Ausführenden zugänglich zu machen. Dies kann entweder durch umfangreiche Parameterstudien zu möglichen Bemessungsszenarien oder mittels individueller Beratung durch baustofftechnologische Institute erfolgen. Insgesamt müssen ganzheitliche Entwurfskonzepte erstellt werden, anhand derer über eine optimierte Wandlängsbewehrung hinaus auch die Bewehrung der Sohlplatte und die Biegezugbewehrung in der Wand berücksichtigt und stoffbezogen ermittelt wird. Die Erweiterung der Betrachtungen auf alle Behältertypen eröffnet zusätzlich ein breites Spektrum für die Ausschöpfung des Potentials von Hochleistungsbeton. Auch hier besteht weiterer Forschungsbedarf, um bauwerksbezogene Auslegungsempfehlungen zu entwickeln.

Weiteres Optimierungspotential für alle Bauteile ist durch die Verwendung innovativer Betonwerkstoffe, wie selbstverdichtender Hochleistungsbeton und dauerhafter Ultra-Hochleistungsbeton (UHPC) gegeben, bei denen der Stand der Forschung in naher Zukunft möglicherweise so weit fortgeschritten sein wird, dass auch hier stoffgerechte Applikationen erarbeitet werden können.

## 8 Literaturverzeichnis

- [1] ACI 207.2R-90: *Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of mass concrete*. Z. ACI Material Journal. (1990), Teil 1.
- [2] ACI Committee 517: Accelerated Curing of Concrete at Atmospheric Pressure - State of the Art. Z. ACI Materials Journal. (1980), Nr. 6, S. 429-448.
- [3] Agatz, S.: Herstellungszustand verformungsbehinderter Bodenplatten aus Beton. Dissertation, Universität Duisburg-Essen, Essen, 2004.
- [4] Aïtcin, P.-C.: High-Performance-Concrete. Modern Concrete Technology. London: Verlag E & FN Spon, 1998.
- [5] Aïtcin, P.-C.: Nachbehandlung von Hochleistungsbeton zur Minimierung der frühen Rißbildung. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 97. (2002), Nr. 6, S. 292-296.
- [6] Aïtcin, P.-C.; Jolicoeur, C.; MacGregor, J.: Superplasticizers: How They Work and Why They Occasionally Don't. Z. Concrete International. (1994), S. 45-52.
- [7] Alfes, C.: Hochfeste, verformungsarme Betone mit Silica Staub. Z. Betonwerk + Fertigteil-Technik. (1998), Nr. 11, S. 62-71.
- [8] Alonso, M. T.: Hochfester Beton (Teil1). Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2002), Nr. 11, S. 563-567.
- [9] Alonso, M. T.: Hochfester Beton (Teil2). Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2002), Nr. 12, S. 621-624.
- [10] Alonso, M. T.: Hochfester Beton. DAFStb. 41.Forschungskolloquium S. 41-54. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2002.
- [11] Altoubat, S. A.; Lange, D. A.: Creep, Shrinkage, and Cracking of Restrained Concrete at Early age. Z. ACI Materials Journal, V 98. (2001), Nr. 4, S. 323-331.
- [12] Autor: Sachtitel. Z. Beton-Informationen. (1999), Nr. 4, S. 3-23.
- [13] Avak, R.; Goris, A.: Stahlbetonbau Aktuell, Jahrbuch für die Baupraxis. Düsseldorf/Berlin/Wien/Zürich:2001. Beuth Verlag, Werner Verlag, 2001.
- [14] Bastgen, K. H.: Übersicht über die Verfahren des Relaxationsverhaltens des Betons aus dem Kriechverhalten des Betons. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 72. (1977), Nr. 7, S. 179-185.
- [15] Bauberatung Zement (Hrsg.): Frischbeton-Eigenschaften und Prüfungen. Zement-Merkblatt Betonbautechnik.
- [16] Bayer, E.: Betonbauwerke in Abwasseranlagen. 3. Auflage. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1995

- [17] Bayer, G.; Kisliakova, A.; Szlag, B.: Umwelttechnik in Mittel- und Osteuropa sowie Südosteuropa: Umweltpolitiken, -strategien und -programme von Bulgarien, Rumänien, Kroatien, Serbien und Montenegro; Tschechien, Slowakei, Ungarn, Slowenien, Polen. Internet <http://wko.at/up/enet/euerweiterung.htm>.
- [18] Bažant, Z. P.: Material Models for Structural Creep Analysis. In/Proc.: Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete. Chichester, New York, Brisbane, Toronto, Singapore: Wiley & Sons, 1988, o. S.
- [19] Bažant, Z. P.: Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete. In/Proc.: Creep and Shrinkage in Concrete Structures. Chichester, New York, Brisbane, Toronto, Singapore: Wiley & Sons, 1989, o. S.
- [20] Bažant, Z. P.; Prasannan, S.: Solidification theory for concrete Creep, Teil 2: Verification and application. Z. Journal of Engineering Mechanics. (1989), S 1704-1725.
- [21] Bergner, H.: Rißbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Beton. DafStb Heft 482. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1997.
- [22] Berke, M.: Zerstörungsfreie Werkstoffprüfung mit Ultraschall. Einführung in die Grundlagen. Hürth: Krautkrämer GmbH & Co, 1996.
- [23] Bilgeri, P.: Hochofenzement CEM III/A 52,5 N: Ein Zement zur Optimierung eines bewährten Rohrwerkstoffs. Z. Beton-Informationen. (2001), Nr. 6, S. 2-10.
- [24] Bockhold, J.; Stangenberg, F.: Modellierung des nichtlinearen Kriechens von Beton. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 99. (2004), Nr. 3, S. 209-216.
- [25] Bödigher, B.: Vorsatz- und Hochleistungbetone richtig gemischt? Z. Betonwerk + Fertigteil-Technik. (2000), Nr. 7, S. 84-92.
- [26] Bohn, T.: Wirtschaftlichkeit und Kostenplanung bei kommunalen Abwasserreinigungsanlagen. Dissertation, Universität Stuttgart, 1993.
- [27] Braasch, T.: Herabsetzung des Risikos einer Rißbildung abschnittsweise hergestellter Brückenüberbauten aus Beton. Dissertation Universität Duisburg-Essen, 2004.
- [28] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation TU München, 1989.
- [29] Brunnauer, S.; Emmett, P.H.; Teller, E.: spezifische Oberfläche (BET). Homepage des Büros für angewandte Mineralogie von Rudolph, S. Internet <http://www.a-m.de/deutsch/lexikon/bet.htm>.
- [30] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.): ZTV-W Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken, LB 219, Gelbdruck 22.06.2004.
- [31] Bundesverband Kraftwerksnebenprodukte e.V.: Hochfester Beton. BVK- Betontechnische Merkblätter, 2000.

- [32] Carol, I.; Bažant, Z. P.: Solidification theory: a rational and effective framework for constitutive modeling of aging viscoelasticity. In/Proc.: Creep and Shrinkage of Concrete. RILEM Proceeding 22. London, Glasgow, Weinheim, New York: E & FN Spon, 1993, o. S.
- [33] CEB/FIB: High-strength concrete-state of the art. Lausanne: Bulletin d'information, No. 197, 1990.
- [34] Chang, P.-K.: An approach to optimizing mix design for properties of high-performance concrete. Z. Cement and Concrete Research 34. (2004), S. 623-629.
- [35] Chindaprasirt, P.; Homwuttiwong, S.; Sirivivatnanon, V.: Influence of fly ash fineness on strength, drying shrinkage and sulfate resistance of blended cement mortar. Z. Cement and Concrete. (2004), Nr. 34, S. 1087-1092.
- [36] Curbach, M.; Tue, N.; u. A.: Zum Nachweis der Rissbreitenbeschränkung gemäß DIN 1045-1. DAfStb Heft 525 Teil 2. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [37] DAfStb-Richtlinie: Erläuterungen zur DIN 1045-1. Heft 525. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [38] DAfStb-Richtlinie: Richtlinie für hochfesten Beton, Ergänzung zu DIN 1045/07.99. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1995.
- [39] DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie). Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [40] Deckers, S.; Diedenhofen, D.; Jansen, A. (Hrsg.): Beton mit hüttensandhaltigem Zement. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2002), Nr. 7+8, S. 379.
- [41] Deckers, S.; Diedenhofen, D.; Jansen, A. (Hrsg.): Schwindverhalten von Flugaschebetonen. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2004), Nr. 11.
- [42] Dehn, F.: *Qualitätssicherung bei der Verwendung von hochfestem Beton*. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 100. (2005), Nr. 2, S. 100-105.
- [43] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der gesteine und des Betons. Veröffentlichung Heft 3, Technische Hochschule Stuttgart, Otto-Graf-Institut, 1964.
- [44] Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e. V. (Hrsg.): *Planung und Bau von Wasserbehältern: Grundlagen und Ausführungsbeispiele*. DVGW-Arbeitsblatt W311. Bonn: 1988.
- [45] Deutschen Instituts für Bautechnik (Hrsg.): DIBt-Richtlinien für die Erteilung von Zulassungen für anorganische Zusatzstoffe (Zulassungsrichtlinie). Z. Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik 24, (1993), Heft 4, S. 125-131.
- [46] Edvardsen, C. K.: Wasserundurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton. DAfStb Heft 455. Berlin: beuth Verlag GmbH, 1996.
- [47] Eierle, B.: *Berechnungsmodelle für rißgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang*. Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau. Heft 4, München: 1999.

- [48] Eierle, B.; Schikora, K.: *Zwang und Rißbildung infolge Hydrationswärme-Grundlagen, Tragverhalten und Berechnungsmodelle*. DAFStb Heft 512. Berlin: beuth Verlag GmbH, 2000.
- [49] Fleischer, W.: Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1, Hrsg. Univ.-Prof. Dr. R. Springenschmid. Baustoffinstitut Technische Universität München, 1992.
- [50] Fleischer, W.; Springenschmid, R.: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 88. (1993), Nr. 11 S. 297-301, Nr. 12, S. 329-332.
- [51] Garboczi, E. J. ; Bentz, D. P.; Frohnsdorff, G. J.: Knowledge-Based Systems and Computational Tools for Concrete. Z. Concrete International. (2000), S. 24-27.
- [52] Gertis, K.: Wärmeeigenspannungen in homogenen Außenbauteilen unter instationärer Temperatureinwirkung. Berichte aus der Bauforschung, Heft 87. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 1973.
- [53] Goldman, A.; Bentur, A.: Properties of Cementitious Systems Containing Silica Fume or Nonreactive Microfillers. Z. Advn. Cem. Bas. Mat. (1994), Nr. 1, S. 209-215.
- [54] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52. Düsseldorf: Beton-Verlag GmbH, 1991.
- [55] Grübl, P.; Kroggel, O.; Jansohn, R.; Ratmann, M.: Die zerstörungsfreie Prüfung von Betonbauteilen mit dem Ultraschall-Impuls-Echo-Verfahren. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 92. (1996), Nr. 12, S. 297-303.
- [56] Guse, U.; Hilsdorf, H. K.: Dauerhaftigkeit hochfester Betone. DAFStb Heft 487. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1998.
- [57] Gutsch, A.-W.: Einfluß der Erhärtungsgeschichte und der Spannungen infolge Hydrationswärme auf die wirksame Zugfestigkeit und das Verformungsverhalten jungen Betons. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben. Technische Universität Braunschweig, 1998.
- [58] Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. DAFStb Heft 395. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1988.
- [59] Hansen, P. F.; Pedersen, E.J.: Messinstrument zur Kontrolle der Betonverfestigung. Z. Nordisk Betong. (1977), Nr. 1, S. 21-25.
- [60] Hansen, P.-F.; Jensen, O. M.: Selfdensation Shrinkage in Low-Porosity Cement-Silica Mortars. Z. Nordic Concrete Research. (1989), Nr. 8, S. 89-102.
- [61] Hegger, J.; Empelmann, M.: Zentrische Zugversuche an hochfesten Beton - Vergleich mit Rissbreitenformeln. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 93. (1998), Nr. 5, S. 139-142.
- [62] Held, M.: Ein Beitrag zur Herstellung und Bemessung von Druckgliedern aus hochfestem Normalbeton (B60-B125). Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1992.

- [63] Held, M.; Rimmel, G.; Grimm, R.; König, G.: Hochfester Beton. Darmstädter Massivbauseminar Band 6. Darmstadt, 1991
- [64] Hennecke, M. R.: Rechnerische Beurteilung der Temperaturbelastung und der Rissgefahr infolge Eigenspannungen bei jungem Hochleistungsbeton. Forschungsbericht aus dem konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2002.
- [65] Henning, W.: Zwangrissbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1987.
- [66] Hilsdorf, H.K.; Reinhardt, H. W.: Beton. In/Proc.: Betonkalender 2001, Teil 1. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2000, S. 1-117.
- [67] Hintzen, W.: Zum Verhalten des jungen Betons unter zentrischem Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Schriftenreihe der Zementindustrie, H. 59. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 1998.
- [68] Hofacker, S.: Klärbecken - Bauweisen, Einwirkungen. Diplomarbeit Universität Duisburg-Essen, 1995.
- [69] Hohmann, R.; Setzer, M. J.: Bauphysikalische Formeln und Tabellen. 4.Aufl. Düsseldorf: Werner-Verlag, 2004.
- [70] Holt, E.; Gay, M.: Recommendations for Application of High-Performance Concrete. Forschungsbericht Conlife EU research project, Universität Essen, Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, 2004.
- [71] Hummel, A.; Wesche, K.; Brand, W.: Der Einfluss der Zementart, des Wasser- Zement- Verhältnisses und des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton DAFStb Heft 146. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1962.
- [72] Huo, X. S.; Al-Omaishi, N.; Tadros, M. K.: Creep, Shrinkage, and Modulus of Elasticity of High-Performance Concrete. Z. ACI Materials Journal, V. 98. (2001), Nr. 6, S. 440-449.
- [73] IBK Darmstadt (Hrsg.): Weiße Wannen und Bodenplatten. Sichere und mängelfreie Planung und Ausführung nach neuen Regelwerken Empfehlungen für die Praxis. Würzburg: Tagungsband: Bau-Fachtagung (BFT 293), 2003.
- [74] Igarashi, S.; Bentur, A.; Kovler, K.: Autogenous shrinkage and induced restraining stresses in high-strength concretes. Z. Cement and Concrete Research. (2000), Nr. 30, S. 1707-1707.
- [75] Iványi, G., Buschmeyer, W.: Flüssigkeitsbehälter. In/Proc.: Beton-Kalender 2000, Teil II. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2000, S. 457-533.
- [76] Iványi, G.: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Z. Der Prüfenieur (2004), Nr. 25, S. 48-56.

- [77] Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Paas, U.: Dauerhaftigkeitsprobleme von offenen Becken. In/Proc.: Berichtsband , DFG-Abschlusskolloquium, Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen. Stuttgart: 1997, S. 1-13.
- [78] Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Paas, U.: Offene Becken, Einwirkungen und Widerstand im Bereich der Wasserwechselzone - Entwurf, Ausführung, Instandhaltung. Forschungsbericht Universität Essen Heft 86, Fachbereich Bauwesen, 2000.
- [79] Iványi, G.; Sommer, R. : Bau eines fugenlosen Regenüberlaufbeckens - Messungen während der Ausführung. Forschungsberichte Universität Essen Heft 44, Fachbereich Bauwesen, 1988.
- [80] Jonasson, J. E.: Slip form construction - calculation for assessing protection against early freezing. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1984.
- [81] Jooß, M.: Dichte Heisswasser-Wärmespeicher aus Hochleistungsbeton. Jahresbericht des Institutes für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1996/97.
- [82] Kampen, R.: Betonzusätze Zusatzmittel und Zusatzstoffe. Zement-Merkblatt Bonteknik, B3 1.2002. Internet <http://www.BDZement.de>.
- [83] Kari, H.: Behälterbauwerke der Verbandskläranlage Schwechat - Statisch konstruktive Aspekte bei der Anwendung von Hochleistungsbeton im Behälterbau. Z. Zement und Beton. (1997), S. 16-18.
- [84] Kern, A.: Betontechnologische und wirtschaftliche Vorteile in Betonfertigteilterwerken durch den Einsatz von Fließmitteln. Betonwerk + Fertigkeit-Technik. (1987), Nr. 11, S. 769-774.
- [85] Kern, E.: Technologie des hochfesten Betons. Z. Beton. 43. (1993), Nr. 3, S. 109-115.
- [86] Knakfuss, G.: Rezepturen für Behälterbeton - Materialverhalten, Beurteilungskriterien. Diplomarbeit Universität Essen, 1988.
- [87] Kollo, H.; Geiseler, J.: Charakteristische Merkmale von dauerhaftem Beton mit Hochofenzement. Z. Beton-Information. (1991), Nr. 31, S. 41-46.
- [88] König, G.: Hochleistungsbeton. In/Proc.: Beton-Kalender 2000, Teil II. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2000, S. 327-439.
- [89] König, R.; Wagner, J. P.: Mikrosilika: Baustoffaus der Zukunft. Darmstadt: Woermann, 1999.
- [90] König, G.; Tue, N.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. DafStb Heft 466. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1996.
- [91] König, G.; Tue, N.: Überlegungen zum zweckmäßigen Nachweis der Rissbreite für den Konstruktionsbeton. Z. Bautechnik. 69. (1992), Nr. 10, o. S..

- [92] Krumbach, R.; Friedemann, K.; Seyfarth, K.; Heinrich, U.: Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Hochleistungsbeton unter Berücksichtigung des Frost-Tausalz-Widerstandes. In/Proc.: 14. Internationale Baustofftagung ibausil, Tagungsband, Weimar, 2000, S. 1-1111.
- [93] Lang, E.: Einfluß von Nebenbestandteilen und Betonzusatzmitteln auf die Hydratationswärmeentwicklung von Zement. Z. Beton-Informationen. 37. (1997), Nr. 2, S. 22-25.
- [94] Lang, E.: Hochleistungsbeton mit Hochofenzement. Z. Beton-Informationen. 38. (1998), Nr. 1, S. 11-23.
- [95] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1990.
- [96] Leonhardt, F.; Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Aufl. New York, Heidelberg, Berlin: Springer Verlag, 1984.
- [97] Li, Y; Yao, Y.: A study on creep and drying shrinkage of high performance concrete. Z. Cement and concrete Research. (2001) Nr. 31, S. 1203-1206.
- [98] Locher, F. W.; Richartz, W.; Sprung, S.: Erstarren von Zement; Teil 1: Reaktion und Gefügeentwicklung. Z. ZKG Intern. 29. (1976), Nr. 10, S. 435-442.
- [99] Locher, F. W.; Wischers, G.: Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins. In/Proc. Zementtaschenbuch, 48. Ausgabe. Düsseldorf: Bau + Technik, 1984, S. 73.
- [100] Lohmeyer, G.: Handbuch Beton-Technik. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1997.
- [101] Lohmeyer, G.: Weiße Wannen einfach und sicher. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2000.
- [102] Ludwig, H.-M.: Zur Rolle von Phasenumwandlungen bei der Frost- und Frost-Tausalz-Belastung von Beton. Dissertation, Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1996.
- [103] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Forschungsbericht, Baustoffinstitut Technische Universität München, 1994.
- [104] Manns, W.: Elastizitätsmodul von Zementstein und Beton. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (1970), Nr. 9-70, S. 401-405.
- [105] Maurer, R.: Spannbetonbrücken. In/Proc.: Erfahrung und Zukunft des Bauens. Festschrift zum 70. Geburtstag von Gert König. Tagungsband Universität Leipzig, S. 211-250.
- [106] MBT (Schweiz) AG: Silicastaub, Definition. <http://www.meynadier.ch/german/lexikon/silic.htm>



- [107] MC Bauchemie: Centrilit. Datenblätter, Bottrop, 2001.
- [108] MC Bauchemie: Muraplast - Hochleistungsfließmittel. Datenblätter, Bottrop, 2000.
- [109] MC-Bauchemie: Silica Zusätze. Datenblätter, Bottrop, 2001.
- [110] Mindess, S.; Young, J. F.: Concrete. New Jersey: Prentice-Hall, 1981.
- [111] Morgen, K.: Die fugenlose Weiße Wanne für das Jakob-Kaiser-Haus in Berlin. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 98. (2003), Nr. 11, S. 697-700.
- [112] Müller, C.; Lang, E.: Dauerhaftigkeit von Beton mit Portlandkalkstein- und Portlandkompositzementen CEM II-M (S-LL) - Teil 1. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2005), Nr. 3, S. 131-138; Nr. 4, S. 197-202; Nr. 5, S. 266-269.
- [113] Müller, H. S.; Hilsdorf, H. K.: Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete. Summary report of TC 9. Comité Euro-International du Béton (CEB) 1990. Lausanne: Bulletin d'Information No 199, 1990.
- [114] Müller, H. S.; Küttner, C. H.: Characteristics and Prediction of creep of High Strength Concrete. In/Proc.: High Performance Concrete: Material Properties and Design. Freiburg: Aedificatio Verlag, 1995, S. 145-162.
- [115] Müller, H. S.; Mechtcherine, V.; Kessler-Kramer, Ch.: Bruchmechanische Eigenschaften von hochfestem Beton. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 97. (2002), Nr. 9, S. 471-483.
- [116] Neville, A. M.; Dilger, W. H.; Brooks, J. J.: Creep of plain and structural concrete. London, New York: Construction Press, 1983.
- [117] Nischer, P.: Hochleistungsbeton. Perspektiven aus Österreich. Z. Beton. 48. (1998), Nr. 12, S. 742-748.
- [118] Nischer, P.: Hochleistungsbeton: Verbesserung besonderer Eigenschaften. Z. Betonwerk + Fertigteil-Technik. (1995), Nr. 61, S. 76-84.
- [119] Nischer, P.; Wiklicky, H.; Zückert, U.: Temperaturerhöhung bei der Erhärtung des Betons. Z. Betonwerk + Fertigteil-Technik. (2003) Nr. 7, S. 10-21.
- [120] Norm DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1. Teil 3: Bauausführung. Ausg. 7. 2001. Berlin: Beuth Verlag.
- [121] Norm DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Teil 1: Frischbeton. Teil 2: Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. Beide Ausg. 6. 1991. Berlin: Beuth Verlag.
- [122] Norm DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln. Ausg. 3. 2001. Berlin: Beuth Verlag.

- [123] Norm DIN 1164: Zement. Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen. Ausg. 10. 1994. Teil 1/A1: Zusammensetzung, Anforderungen, Änderungen A1. Ausg. 1.1999. Teil 2: Übereinstimmungsnachweis. Ausg. 11.1996. Teil 8: Bestimmung der Hydrationswärme mit dem Lösungskalorimeter. Ausg. 11.1978. Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Normalzement mit besonderen Eigenschaften. Teil 31: Bestimmung des Hüttensandanteils von Eisenportland- und Hochofenzement des Trassanteils von Trasszement. Ausg. 3. 1990. alle Berlin: Beuth Verlag.
- [124] Norm DIN 4030: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase. Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte. Ausg. 6. 1991. Berlin: Beuth Verlag.
- [125] Norm DIN 4226: Zuschlag für Beton. Teil 1: Zuschlag mit dichtem Gefüge; Begriffe, Bezeichnungen und Anforderungen. Ausg. 7. 2001. Teil 2: Zuschlag mit porigem Gefüge (Leichtzuschlag), Begriffe, Bezeichnungen und Anforderungen. Ausg. 2. 2002. beide Berlin: Beuth Verlag.
- [126] Norm DIN 4227: Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Ausg. 7. 1988. Berlin: Beuth Verlag.
- [127] Norm DIN 4710: Statistiken meteorologischer Daten zur Berechnung des Energiebedarfs von heiz- und raumlufthechnischen Anlagen in Deutschland. Ausg. 1. 2003. Berlin: Beuth Verlag.
- [128] Norm DIN EN 196: Prüfverfahren für Zement. Teil 8: Hydrationswärme – Lösungsverfahren. Teil 9: Hydrationswärme – Teiladiabatisches Verfahren. Ausg. 1. 2004. Berlin: Beuth Verlag
- [129] Norm DIN EN 197: Zement. Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement. Ausg. 2. 2001. Teil 2: Konformitätsbewertung. Ausg. 11. 2001. beide Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [130] Norm DIN EN 206-1: Beton, Teil 1: Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Ausg. 7. 2001. Berlin: Beuth Verlag.
- [131] Norm DIN V ENV 1992-1-1 Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken. Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausg. 6. 1992. Berlin: Beuth Verlag.
- [132] Norm Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke. Teil 4. Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter. Ausg. 12. 1996. Deutsche Fassung ENV 1991-4:1995. Berlin: Beuth Verlag.
- [133] Norm Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 3: Liquid retaining and containment structures. Ausg. 10. 2004. Post-Stage 34 draft (2).
- [134] Norm Model Code 90: CEB-FIB Model Code 1990 for concrete structures. Bulletin d'Information, No. 213/ 214. Lusanne : Comité Euro International du Béton. Ausg. 1993.

- [135] Norm ÖNORM B 5017: Hochleistungsbeton im Siedlungswasserbau (HL-SW-Beton). Herstellung, Verwendung und Gütenachweis. Ausg. Oktober. 1998. Wien: Österreichisches Normeninstitut.
- [136] Ohne Zusatzmittel kein Hochleistungsbeton. Z. Bauingenieur. (2001), Nr. 76, S. A20-A21.
- [137] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik (Hrsg.): Beton für Kläranlagen (in Ergänzung zur ÖVBB-Richtlinie „Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wanne“). Wien: 2002.
- [138] Österreichischer Betonverein (Hrsg.): Einführung in die neue Richtlinie: Wasserundurchlässige Betonbauwerke - Weiße Wannen. Wien: 1999.
- [139] Österreichischer Betonverein (Hrsg.): Hochleistungsbeton; Merkblatt. Wien: 1999.
- [140] Österreichischer Betonverein (Hrsg.): Wasserundurchlässige Betonbauwerke - weiße Wanne RICHTLINIE. Wien: 1999.
- [141] Paas, U.: Mindestbewehrung für verformungsbehinderte Betonbauteile im Jungen Alter. DafStb Heft 489. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1998.
- [142] Palecki, S.; Setzer, M. J.: Description of the Damage Prozess of HPC Due to Frost Attack. In/Proc.: Durability of High-Performance-Concrete and Final Workshop of CONLIFE. Universität Duisburg-Essen, Essen, 2004, S. 231-244.
- [143] Palecki, S.; Setzer, M. J.: Durability of High-Performance Concrete. In/Proc.: High Strenght/ High Performance Concrete. Leipzig: 2002, S. 1235-1246.
- [144] Persson, B.: Eight-year exploration of shrinkage in high-perfomance concrete. Z. Cement and Concrete Research. (2002), Nr. 32, S. 1229-1237.
- [145] Piltz, H.; Härig, S.: Technologie der Baustoffe. Heidelberg: Dr. Lüdecke-Verlagsgesellschaft m.b.H, 1977.
- [146] Rao, G. A.: Long-term drying shrinkage of mortar - influence of silica fume and size of fine aggregate. Z. Cement and concrete research. (2001), Nr. 31, S. 171-175.
- [147] Raupach, M.; Dauberschmidt, C.: Stahlbeton mit planmäßiger Nutzungsdauer von 100 Jahren. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2002), Nr. 5, S. 236-240.
- [148] Reinhardt, H. -W.: Structural Behavior oF High Performance Concrete. Otto-Graf-Lournal Vol. 11, 2000. Internet [http://www.fmpa.de/deutsch/journal/2000/bei-trag\\_Reinhardt.html](http://www.fmpa.de/deutsch/journal/2000/bei-trag_Reinhardt.html).
- [149] Remmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. DAfStb Heft 444. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1994.
- [150] Richter, T.: Anwendung von Betonen mit hoher Druckfestigkeit. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2002), Nr. 7+8, S. 344-353.

- [151] Richter, T.: Hochfester Beton - Hochleistungsbeton. Bd. 3: Schriftenreihe Spezialbetone. Düsseldorf: Verlag Bau+Technik, 1999
- [152] Richter, T.: Hochfester Beton / Hochleistungsbeton. Zement-Merkblatt Betontechnik, B16 10.2002. Internet <http://www.BDZement.de>.
- [153] RILEM TECHNICAL COMMITTEE 32-RCA: „Resistance of Concrete to Chemical Attacks“, Subcommittee „Long-time-Studies“: Seawater Attack on Concrete and Precautionary Measures. Deutsche Übersetzung. Z. Beton-Informationen. (1986), Nr. 26 Heft 2/3, S. 26-28.
- [154] Rinder, T.: Hochfester Beton unter Dauerzuglast. DAfStb Heft 544. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2003.
- [155] Rinder, T.: Versuche zum Schwinden von hochfestem Beton. In/Proc.: Werkstoffe und Werkstoffprüfung im Bauwesen; Festschrift zum 60. Geburtstag von H.-W. Reinhardt. Hamburg: Libri, 1999.
- [156] Roos, F.; Krauß, P.: *Die Anwendung von Hochleistungsbetonen in der Praxis - Tipps für die fachgerechte Planung*. Z. Bauingenieur. (2005), Nr. 80, S. 29-35.
- [157] Rostásy, F. S.: Baustoffe. Stuttgart:Verlag W. Kohlhammer, 1983.
- [158] Rostásy, F. S.; Henning, W.: *Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten*. DAfStb Heft 407. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1990.
- [159] Rostásy, F. S.; Krauß, M.: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen - Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen. DAfStb Heft 520. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 2001.
- [160] Rostásy, F. S.; Onken, P.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang. DAfStb Heft 449. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1995.
- [161] Ruetz, W.: Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden. DAfStb Heft 183. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1966.
- [162] Rüsç, H.; Jungwirth, D.; Hilsdorf, H. K.: Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 68. (1973), Nr. 3, S. 49-60, Nr. 4, S. 76-86 und Nr. 6, S. 152-158.
- [163] Schäper, M.: Ecm - Der E-Modul des Betons ist keine fixe Größe. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 97. (2002), Nr. 5, S. 225-232.
- [164] Schießl, P.: Grundlagen zur Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. DAfStb Heft 400. 4. Auflage. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1994.
- [165] Schießl, P.; Spengler, A.; Wiegrink, K.-H.: Einfluss der Gesteinskörnung auf den E-Modul von Beton. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (2003), Nr. 2, S. 62-65.

- [166] Schnellenbach-Held, M.; Buschmeyer, W.; Dewald, K. S.: Einsatz von Hochleistungsbeton im Behälterbau. Münchner Massivbauseminar, Technische Universität München, 2005.
- [167] Buschmeyer, W.; Schnellenbach-Held, M.; Dewald, K. S.: Hochleistungsbeton im Behälterbau. Z. Bautechnik. 82. (2005), Nr. 4, S. 195-199.
- [169] Schoklitsch, A.: Handbuch des Wasserbaus. 3. Aufl. Wien: Springer Verlag, 1962.
- [170] Schöppel, K.: Entwicklung der Zwangsspannungen im Beton während der Hydratation. Berichte aus dem Baustoffinstitut, Heft 1, Hrsg. Univ.-Prof. Dr. R. Springenschmid. Baustoffinstitut Technische Universität München, 1993.
- [171] Schrage, I.: Hochfester Beton - Sachstandsbericht. DAfStb Heft 438. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1994.
- [172] Schrage, I.; Springenschmid, R.: Versuche über das Kriechen und Schwinden hochfesten Betons. Z. Beton- und Stahlbetonbau 91. (1996) Nr. 2, S.33 - 36 und Nr. 3, S. 68-71.
- [173] Schrage, I.; Sticha, J.; Mohr, B.: Ein Ausgangsrezept für hochfesten Beton. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 87. (1992), Nr. 6, S. 158-159.
- [174] Schröder, P.; Müller, C.; Schießl, P.: Hochleistungsbeton mit Steinkohlenflugasche. DAfStb 36. Forschungskolloquium am 08. und 09. Oktober 1998 an der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1998.
- [175] Schröder, P.; Müller, C.; Schießl, P.: Hochleistungsbeton mit Steinkohlenflugasche. In/Proc. Flugasche im Beton, VGB/BVK - Fachtagung, 1. Essen: VGB Technische Vereinigung der Großkraftwerksbetreiber e. V.; BVK Bundesverband Kraftwerksnebenprodukte e. V., 1998. Vortrag 4.
- [176] SET Solar Energie Technik GmbH: Solarcity Hannover Kronsberg. Internet [http://www.setsolar.de/de/th/solar\\_roof/solarcity/solarcity.htm](http://www.setsolar.de/de/th/solar_roof/solarcity/solarcity.htm).
- [177] Setzer, M. J.: Modelling of Frost-Attack on HPC with CIF Test. In/Proc.: Durability of High-Performance-Concrete and Final Workshop of CONLIFE. Universität Duisburg-Essen, Essen, 2004, S. 179-195.
- [178] Setzer, M. J.; Hartmann, V.: Verbesserung der Frost-Tausalz-Widerstandsprüfung. Z. Beton und Fertigteil-Technik. 57. (1991), Nr. 9, S. 73-82.
- [179] Setzer, M. J.; Palecki, S.: Durability of High-Performance Concrete. Tagungsband: Proceedings of the International Conference on Durability of High-Performance-Concrete and Final Workshop of CONLIFE, Universität Duisburg-Essen, Essen, 2004.
- [180] Sioulas, B.; Sanjayan, J.G.: Hydration temperatures in large high-strength concrete columns incorporating slag. Z. Cement and Concrete Research. (2000), Nr. 30, S. 1791-1799.
- [181] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. Dissertation Universität Essen, 1993.

- [182] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Regelung der Konsistenz von Beton durch Fließmittel. In/Proc.: Betontechnische Berichte 27. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik GmbH, 1995-1997, S 61-68.
- [183] Spanka, G.; Grube, H.; Thielen, G.: Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. In/Proc.: Betontechnische Berichte 27. Düsseldorf: Verlag Bau + Technik GmbH, 1995-1997, S 45-60.
- [184] Springenschmid, R.; Nischer, R.: Untersuchungen von Querrissen im jungen Beton. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 68. (1973), Nr. 9, S. 221-226.
- [185] Springenschmid, R.; Sonnewald, P.: Experimentelle Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen Festigkeitseigenschaften der Zuschläge und des Straßenbetons. Forschungsbericht 6.020 G, Baustoffinstitut, Technische Universität München, 1980
- [186] Stark, J.; Heinrich, U.; Frentzel A.: Investigation into the Frost De-icing Salt resistance of HPC. In/Proc.: Durability of High-Performance-Concrete and Final Workshop of CONLIFE. Universität Duisburg-Essen, Essen, 2004, S. 219-230.
- [187] Timm, G.: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Von der Planung bis zur Ausführung. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 99. (2004), Nr. 7, S. 514-519.
- [188] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriechen und Relaxationsprobleme bei Beton- und Spannbetonbau. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 62. (1967), Nr. 10, S. 261-269.
- [189] Trost, H.; Cordes, H.; Abele, G.: Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton. DAfStb Heft 295. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1978.
- [190] Verein Deutscher Ingenieure (Hrsg.): Grossbehälterbau, Planung, Genehmigung, Bau, Betrieb und Sicherheit von Behältern, Silos und Tankanlagen. Düsseldorf: VDI-Verlag GmbH, 1995.
- [191] Verein Deutscher Zementwerke (Hrsg.): Zementtaschenbuch 2000. Düsseldorf: Bau + Technik Verlag, 2000.
- [192] Verein Deutscher Zementwerke e. V.: Vorläufiges Merkblatt für die Messung der Temperaturerhöhung des Betons mit dem adiabatischen Kalorimeter. Z. Beton, die Fachzeitschrift für Bau + Technik. (1973), S. 399-403.
- [193] Walraven, J.; Shkoukani, H.: Kriechen und Relaxation des Betons bei Temperatur-Zwangsbeanspruchung. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 88. (1993), Nr. 1, S. 10-15.
- [194] Wang, A.; Zhang, C.; Sun, W.: Fly ash effects, II. The active effect of fly ash. Z. Cement and Concrete Research. (2004), Nr. 34, S. 2057-2060.
- [195] Wang, A.; Zhang, C.; Sun, W.: Fly ash effects, III. The microaggregate effect of fly ash. Z. Cement and Concrete Research. (2004), Nr. 34, S. 2061-2066.
- [196] Weber, J. W.: Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung und der Entwicklung des E-Moduls von Beton. Z. Betonwerk + Fertigteil-Technik. (1979), Nr. 12, S. 753-756.

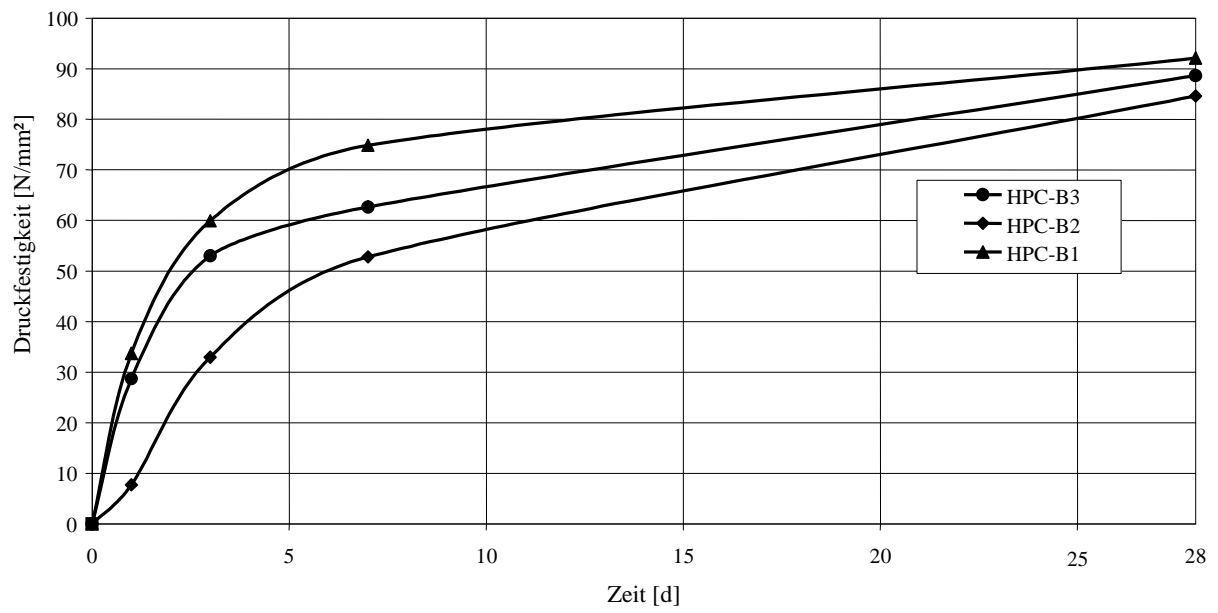
- 
- [197] Wesche, K.: Baustoffkennwerte zur Berechnung von Temperaturfeldern in Betonbauteilen. In/Proc.: Festschrift Prof. Dr. Riessauw. Genf: 1982.
- [198] Wesche, K.: Betonprüfung mit Hilfe von Ultraschall. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 48. (1953), Nr. 5.
- [199] Wiens, U.; Grahn, F.; Schießl, P.: Verbesserung der Undurchlässigkeit, Beständigkeit und Verformungsfähigkeit von Beton. DAFStb Heft 457. Berlin: Beuth Verlag GmbH, 1996.
- [200] Yang, S.: Herabsetzung der Rissbildung von Beckenkronen durch Vorspannung. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1997.
- [201] Zilch, K.; Gläser, C.; Zehetmaier, G.; Hennecke, M.: Anwendung von Hochleistungsbeton im Brückenbau. Z. Beton und Stahlbetonbau. 97. (2002), Nr.6, S. 297-302.
- [202] Zimmermann, S.; Kessler-Kramer, C.; Rutten, H. S.: Neues Verbundwerkstoffmodell für den Elastizitätsmodul hochfester Betone. Z. Beton- und Stahlbetonbau. 97. (2002), Nr. 3, S. 147-152.

Anhänge zu Kapitel 4: Versuchsprogramm

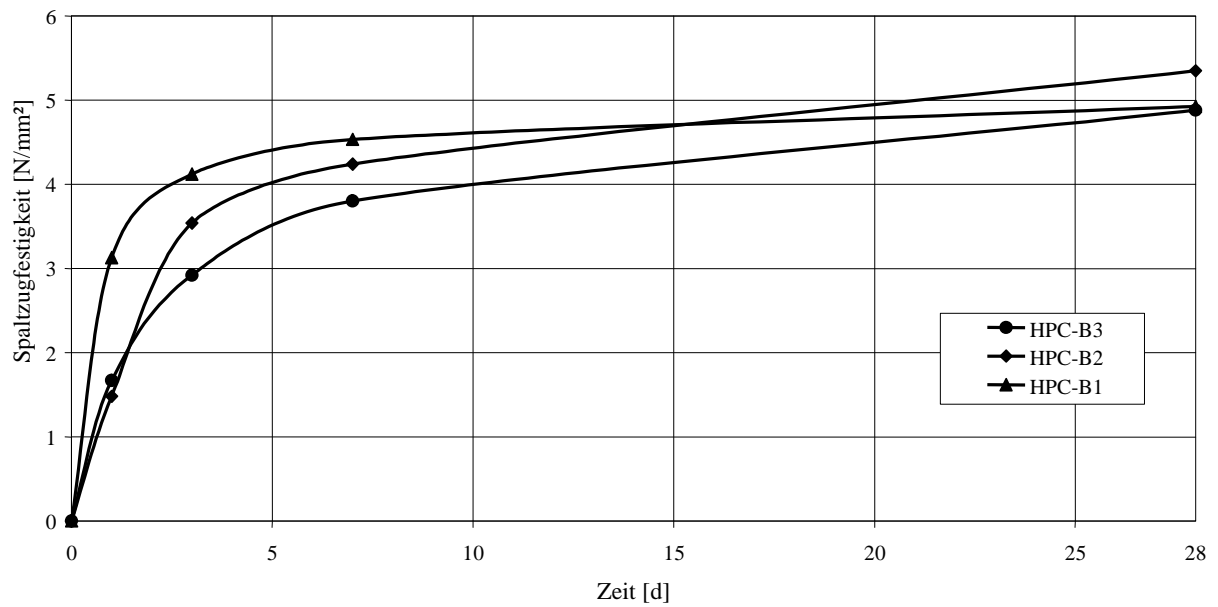
|             |  |
|-------------|--|
| Anhang A.1  | Entwicklung der Druckfestigkeit  |
| Anhang A.2  | Entwicklung der Spaltzugfestigkeit   |
| Anhang A.3  | Entwicklung des dynamischen E-Moduls   |
| Anhang A.4a | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B1, Versuch 1 |
| Anhang A.4b | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B1, Versuch 2 |
| Anhang A.4c | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B1, Versuch 3 |
| Anhang A.5a | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B2, Versuch 1 |
| Anhang A.5b | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B2, Versuch 2 |
| Anhang A.5c | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B2, Versuch 3 |
| Anhang A.6a | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B3, Versuch 1 |
| Anhang A.6b | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B3, Versuch 2 |
| Anhang A.6c | Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen, HPC-B3, Versuch 3 |



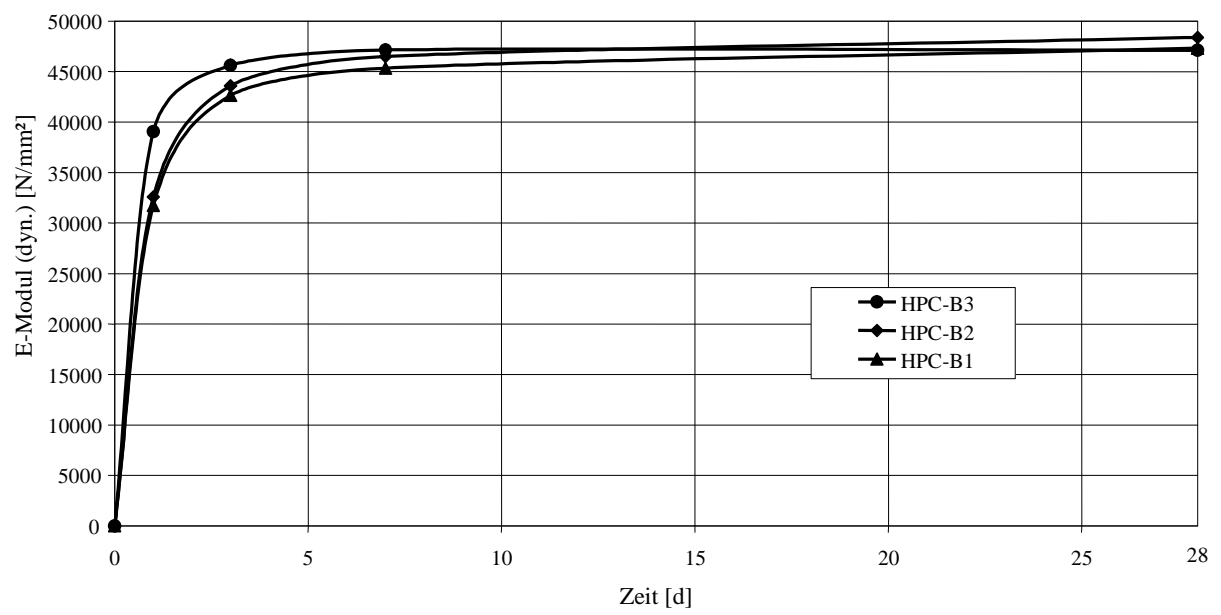
## Anhang A.1: Entwicklung der Druckfestigkeit



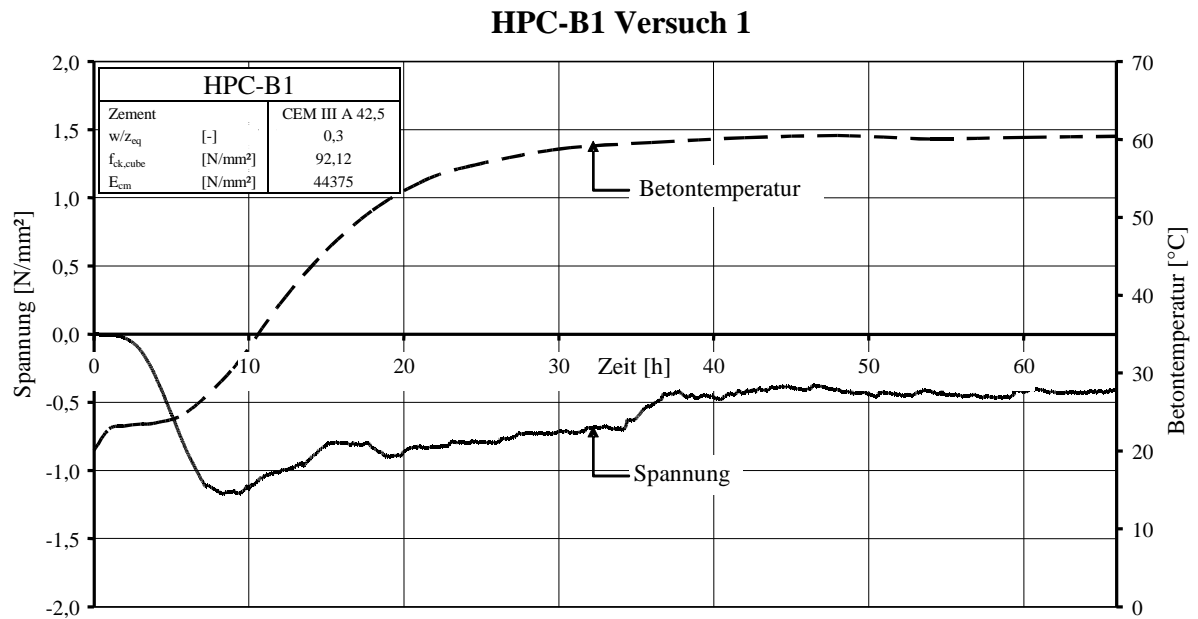
## Anhang A.2: Entwicklung der Spaltzugfestigkeit



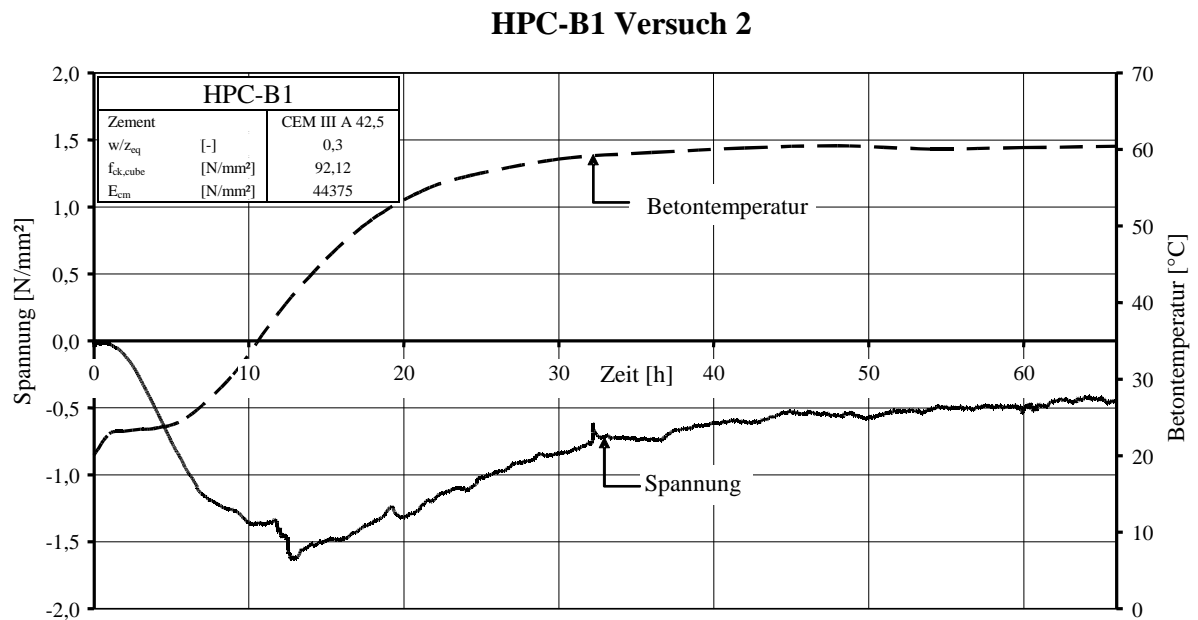
## Anhang A.3: Entwicklung des dynamischen E-Moduls



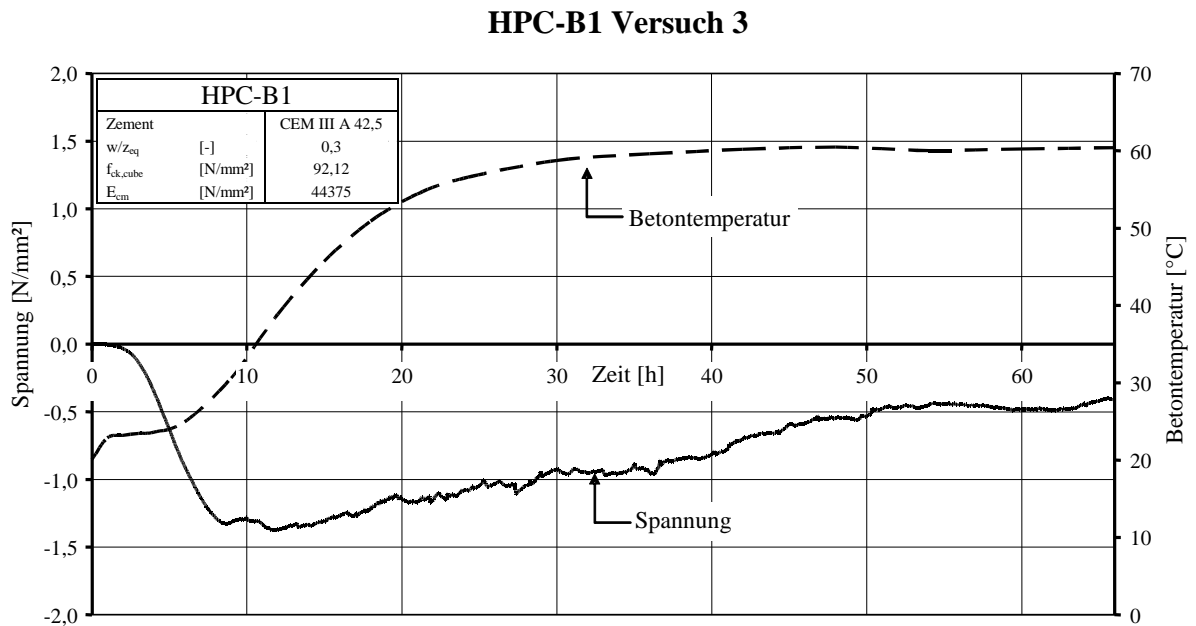
Anhang A.4a: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
HPC-B1, Versuch 1



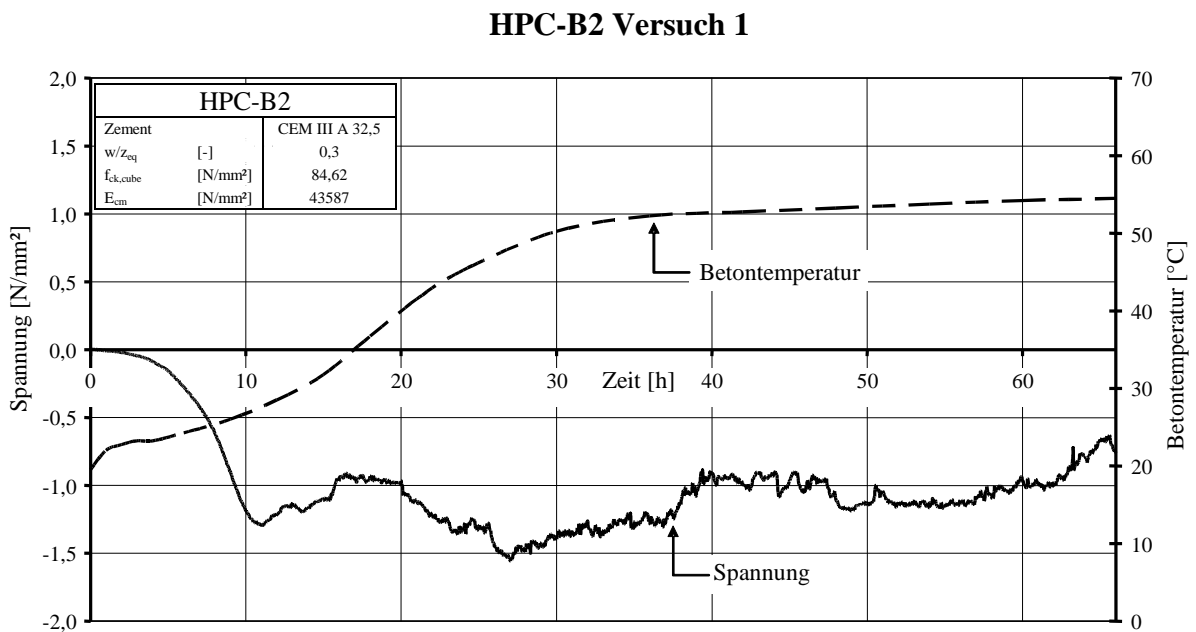
Anhang A.4b: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
HPC-B1, Versuch 2



Anhang A.4c: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
 HPC-B1, Versuch 3

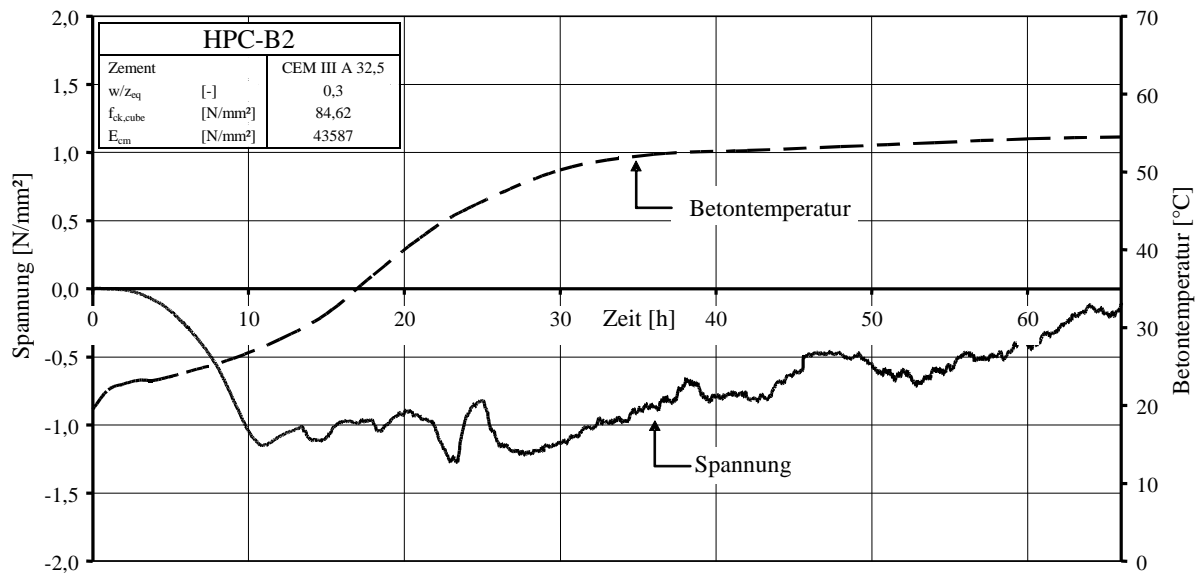


Anhang A.5a: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
 HPC-B2, Versuch 1



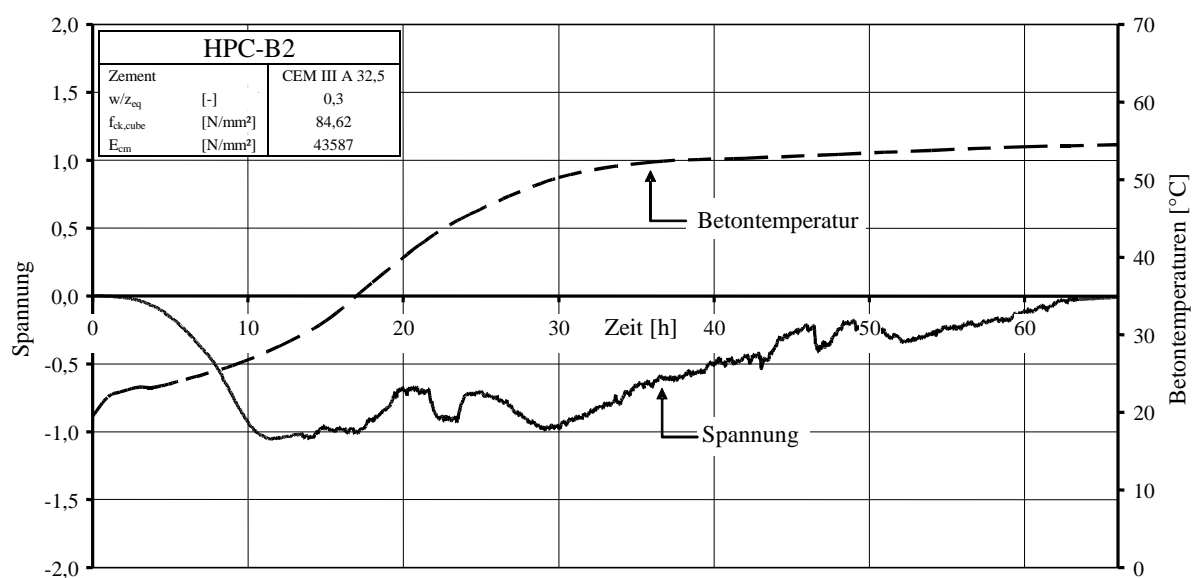
Anhang A.5b: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
HPC-B2, Versuch 2

**HPC-B2 Versuch 2**

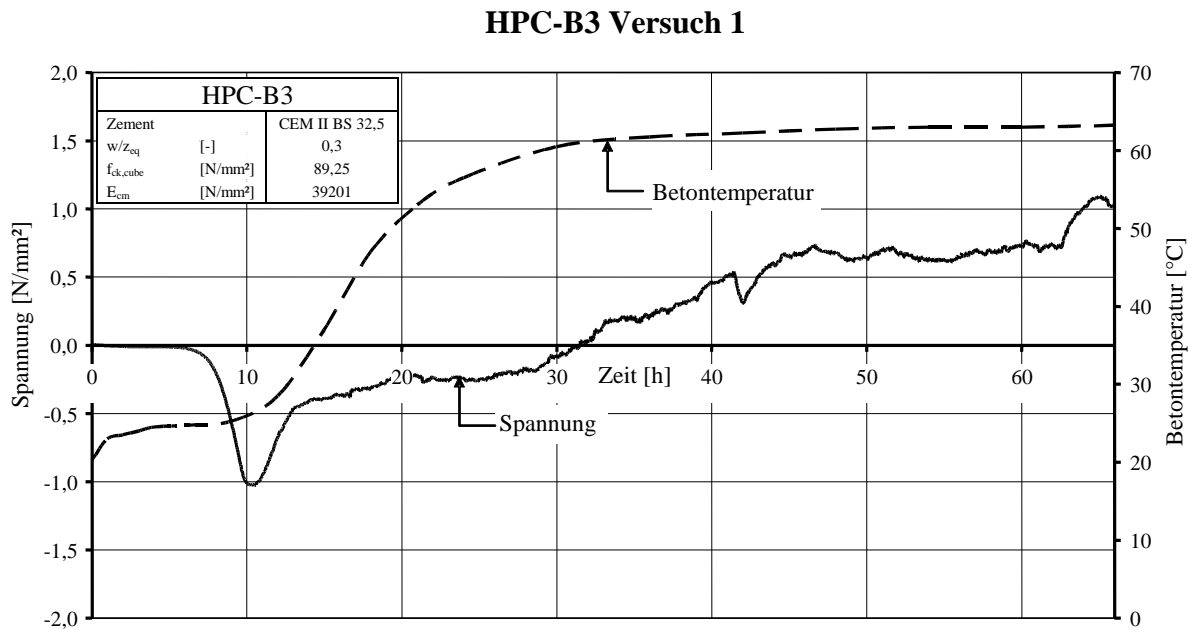


Anhang A.5c: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
HPC-B2, Versuch 3

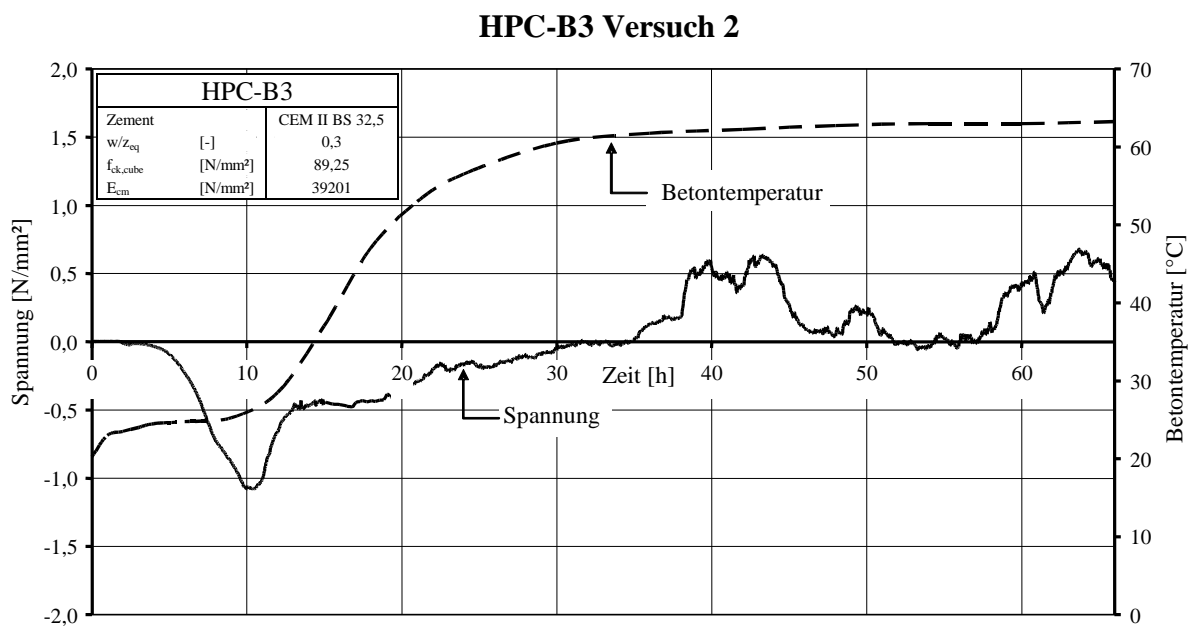
**HPC-B2 Versuch 3**



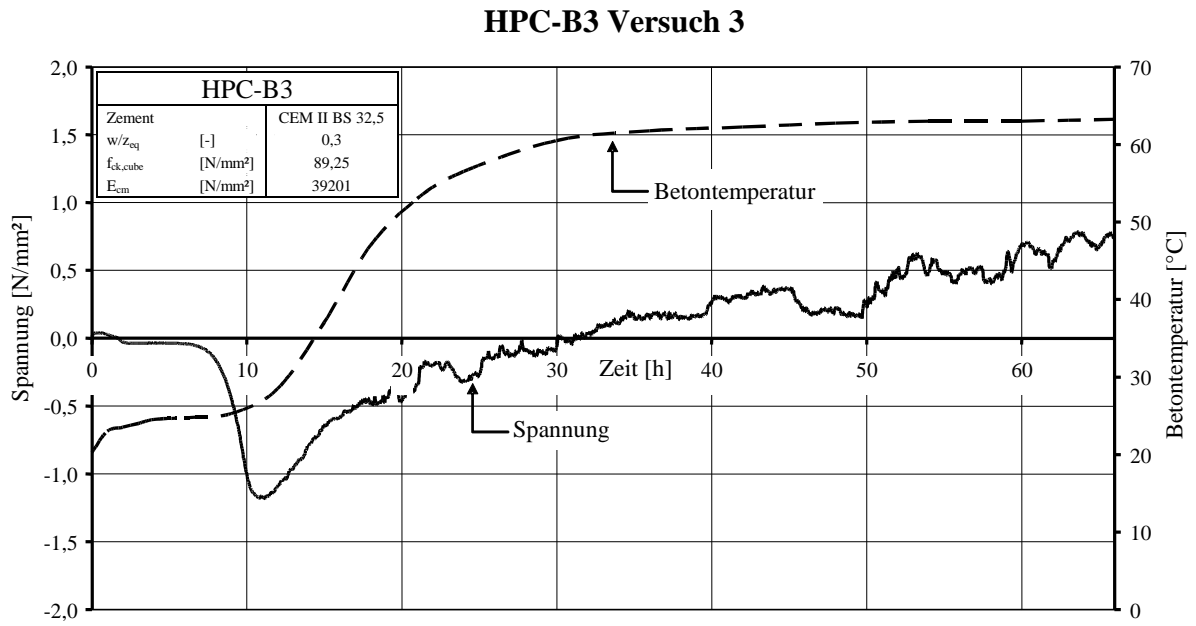
Anhang A.6a: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
 HPC-B3, Versuch 1



Anhang A.6b: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
 HPC-B3, Versuch 2



Anhang A.6c: Zwangspannungsentwicklung unter quasi-adiabatischen Temperaturverhältnissen,  
HPC-B3, Versuch 3



Anhänge zu Kapitel 5: Numerische Berechnungen

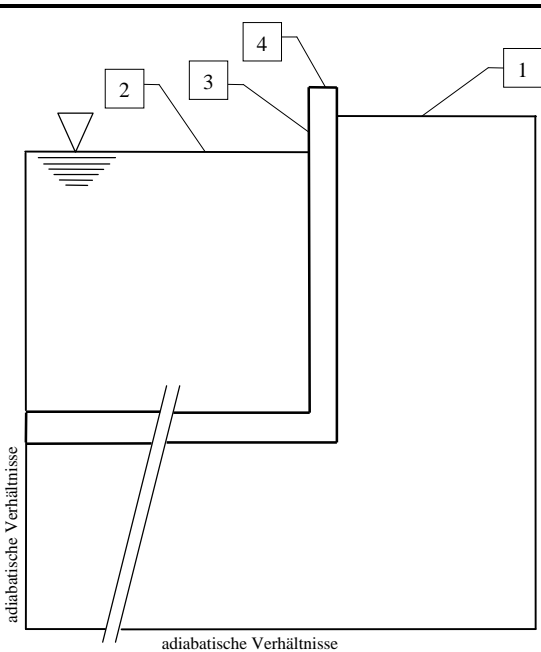
|              |   |
|--------------|---|
| Anhang B.1   | Oberflächenkennwerte für den Betriebszustand eines freistehenden Beckens  |
| Anhang B.2   | Oberflächenkennwerte für den Betriebszustand eines tiefliegenden Beckens  |
| Anhang B.3:  | Tagesgang der globalen und diffusen Bestrahlungsstärke auf horizontale Flächen für den Monat Juli am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]    |
| Anhang B.4:  | Tagesgang der globalen und diffusen Bestrahlungsstärke auf horizontale Flächen für den Monat Februar am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59] |
| Anhang B.5:  | Tagesgang der Lufttemperatur für den Monat Juli am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]  |
| Anhang B.6:  | Tagesgang der Lufttemperatur für den Monat Februar am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]   |
| Anhang B.7:  | Mittlere richtungsabhängige Windgeschwindigkeit   |
| Anhang B.8:  | Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Sommer, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Betriebszustand, Beckentyp 1               |
| Anhang B.9:  | Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Winter, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Betriebszustand, Beckentyp 1               |
| Anhang B.10: | Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Winter, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Beckentyp 1           |
| Anhang B.11: | Längsspannungsverlauf bei unterschiedlichem Wandbehinderungsgrad, Winter, HPC-B1, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung                      |



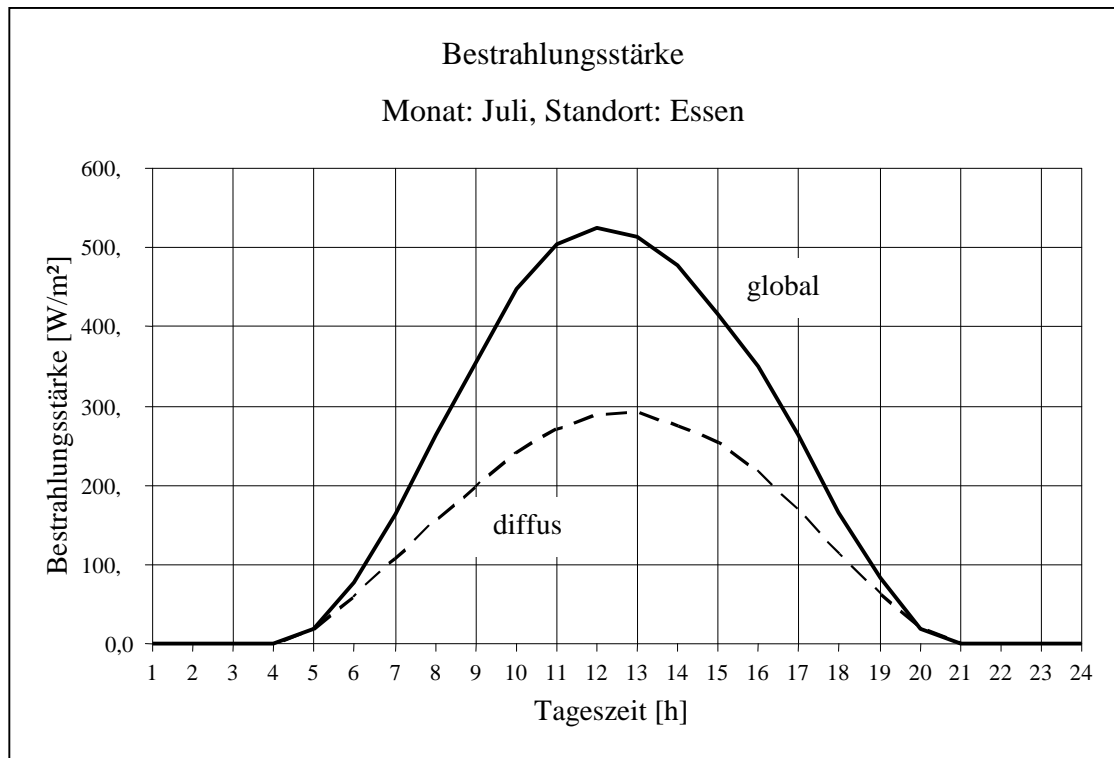
## Anhang B.1: Oberflächenkennwerte für den Betriebszustand eines freistehenden Beckens

| Betriebszustand freistehendes Becken |                                 |         |           |   |   |                       |
|--------------------------------------|---------------------------------|---------|-----------|---|---|-----------------------|
|                                      |                                 |         |           | Betrachtungszeitraum  |   |                       |
|                                      |                                 |         |           | t <sub>0</sub>  | 0 h   | Beginn der Berechnung |
|                                      |                                 |         |           | t <sub>1</sub>  | 228 h   | Ende der Berechnung   |
|                                      |                                 |         |           | Berandungen   |   |                       |
|                                      |                                 |         |           | frei  | direkt den Temperaturrendbedingungen ausgesetzte Oberfläche |                       |
|                                      |                                 |         |           | adiabatisch   | kein Wärmeab-/zufluss                                       |                       |
|                                      |                                 |         |           |   |   |                       |
| Fläche                               | Betrachtungszeitraum            |         | Berandung | Absorptionskoeffizienten/Emissionskoeffizient der Strahlung |   |                       |
|                                      |                                 |         |           | $\alpha_e$  | $\alpha_s$  | $\epsilon_{a,eq}$     |
| 1                                    | t <sub>0</sub> – t <sub>1</sub> | 0-288 h | frei      | 0,65  | 0,90  | 0,738                 |
| 2                                    | t <sub>0</sub> – t <sub>1</sub> | 0-288 h | frei      | 0,625   | 0,90  | 0,90                  |
| 3                                    | t <sub>0</sub> – t <sub>1</sub> | 0-288 h | frei      | 0,65  | 0,87  | 0,97                  |
| 4                                    | t <sub>0</sub> – t <sub>1</sub> | 0-288 h | frei      | 0,625   | 0,90  | 0,90                  |
| 5                                    | t <sub>0</sub> – t <sub>1</sub> | 0-288 h | frei      | 0,625   | 0,90  | 0,90                  |

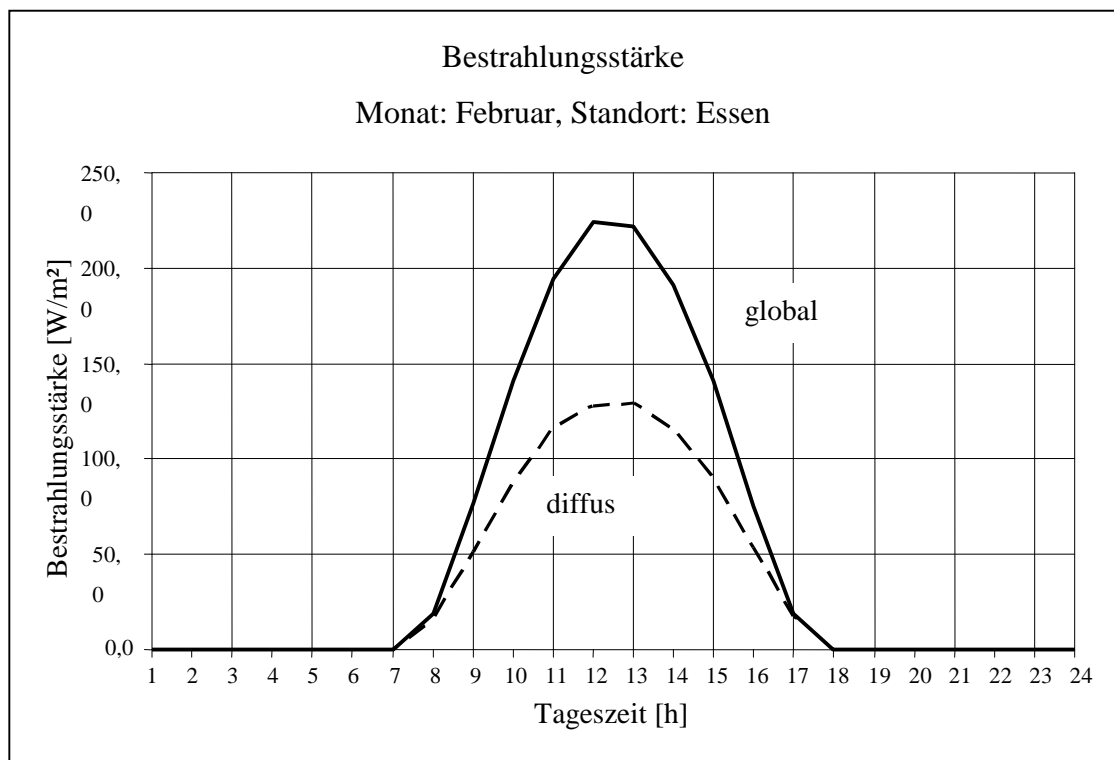
## Anhang B.2: Oberflächenkennwerte für den Betriebszustand eines tiefliegenden Beckens

| Betriebszustand tiefliegendes Becken   |                      |         |           |   |   |                       |
|--|----------------------|---------|-----------|---|---|-----------------------|
|  |                      |         |           | Betrachtungszeitraum  |   |                       |
|  |                      |         |           | $t_0$   | 0 h   | Beginn der Berechnung |
|  |                      |         |           | $t_1$   | 228 h   | Ende der Berechnung   |
|  |                      |         |           | Berandungen   |   |                       |
|  |                      |         |           | frei  | direkt den Temperaturrendbedingungen ausgesetzte Oberfläche |                       |
|  |                      |         |           | adiabatisch   | kein Wärmeab-/zufluss                                       |                       |
|  |                      |         |           |   |   |                       |
| Fläche   | Betrachtungszeitraum |         | Berandung | Absorptionskoeffizienten/Emissionskoeffizient der Strahlung |   |                       |
|  |                      |         |           | $\alpha_e$  | $\alpha_s$  | $\epsilon_{a,eq}$     |
| 1  | $t_0 - t_1$          | 0-288 h | frei      | 0,65  | 0,90  | 0,738                 |
| 2  | $t_0 - t_1$          | 0-288 h | frei      | 0,65  | 0,87  | 0,97                  |
| 3  | $t_0 - t_1$          | 0-288 h | frei      | 0,625   | 0,90  | 0,90                  |
| 4  | $t_0 - t_1$          | 0-288 h | frei      | 0,625   | 0,90  | 0,90                  |

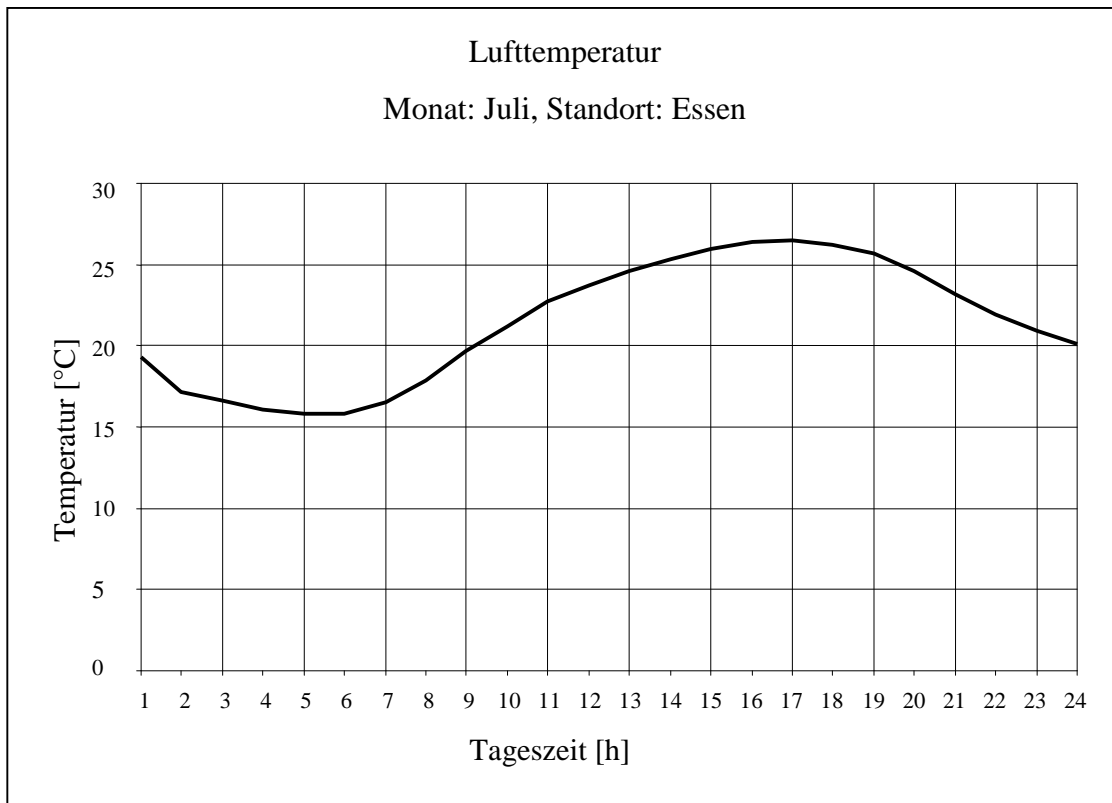
Anhang B.3: Tagesgang der globalen und diffusen Bestrahlungsstärke auf horizontale Flächen für den Monat Juli am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]



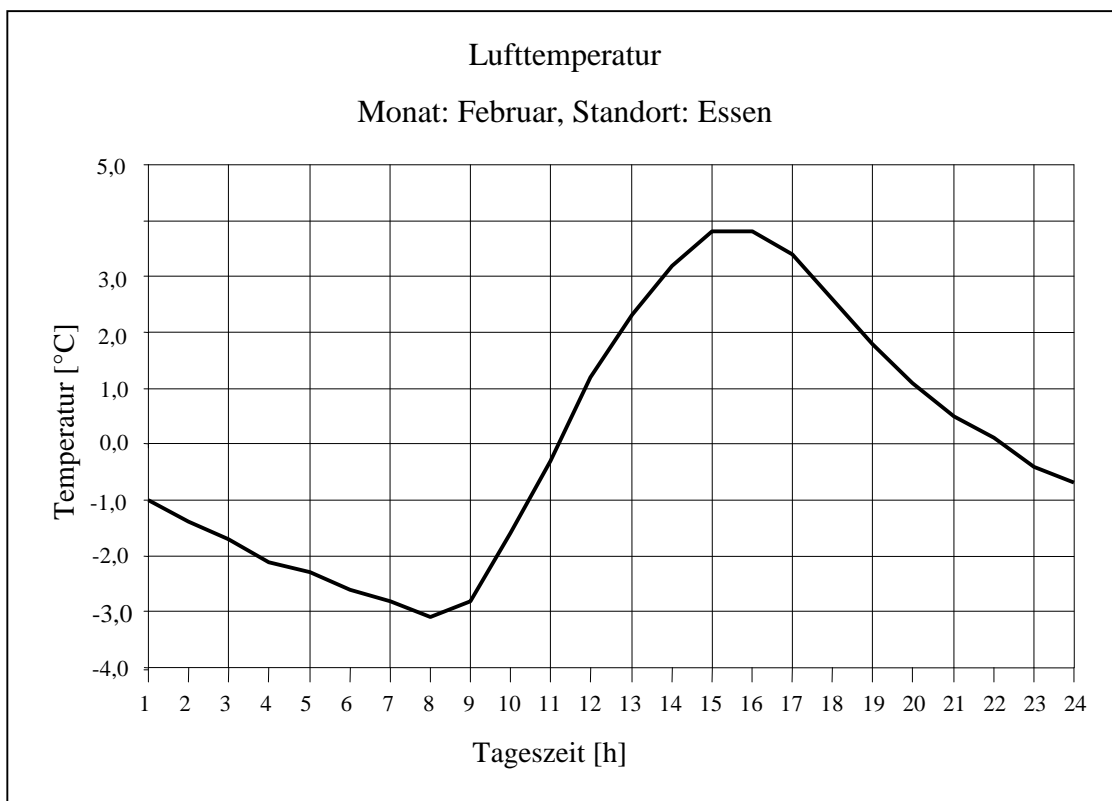
Anhang B.4: Tagesgang der globalen und diffusen Bestrahlungsstärke auf horizontale Flächen für den Monat Februar am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]



Anhang B.5: Tagesgang der Lufttemperatur für den Monat Juli am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]



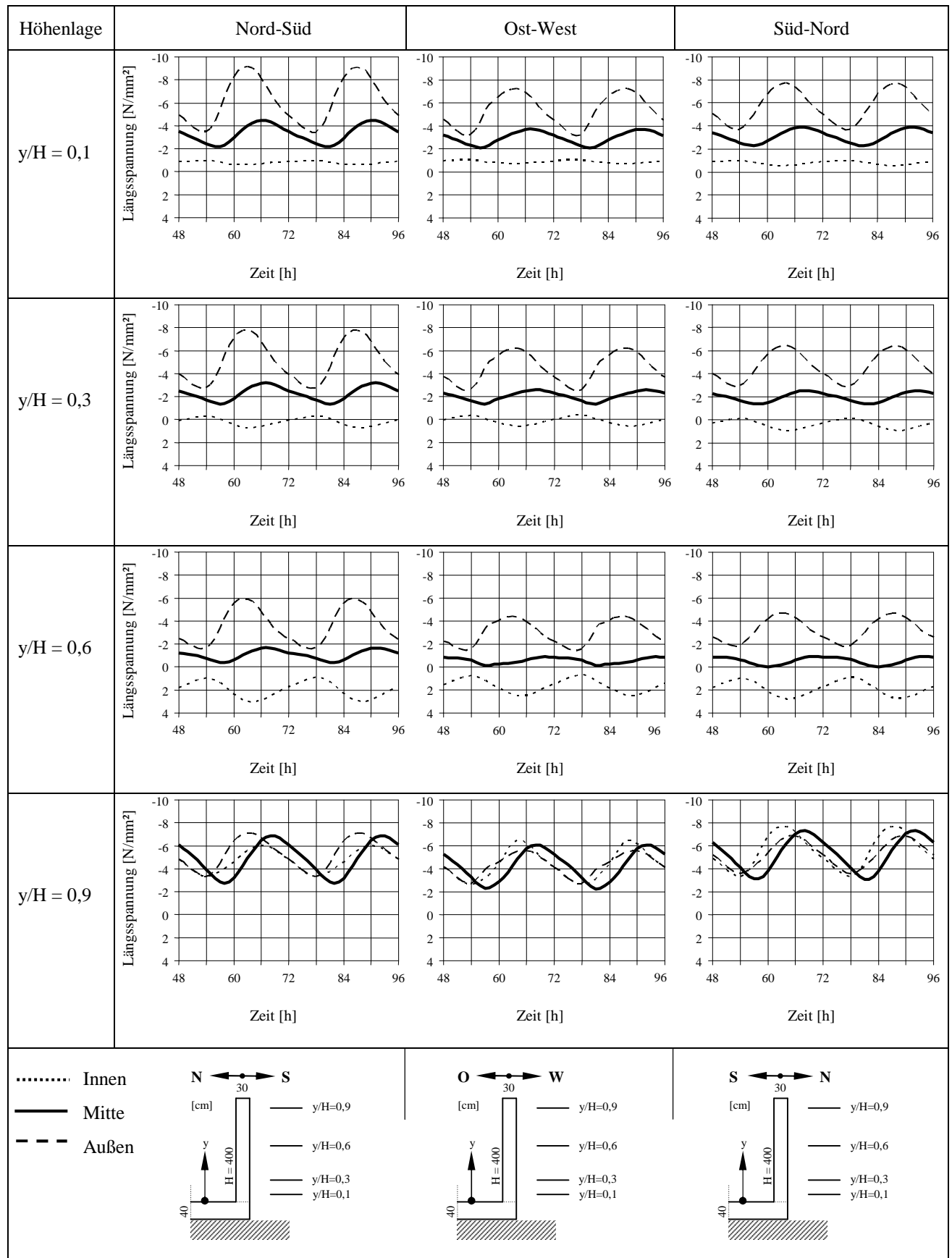
Anhang B.6: Tagesgang der Lufttemperatur für den Monat Februar am Standort Essen nach DIN 4710:2003-01 [59]



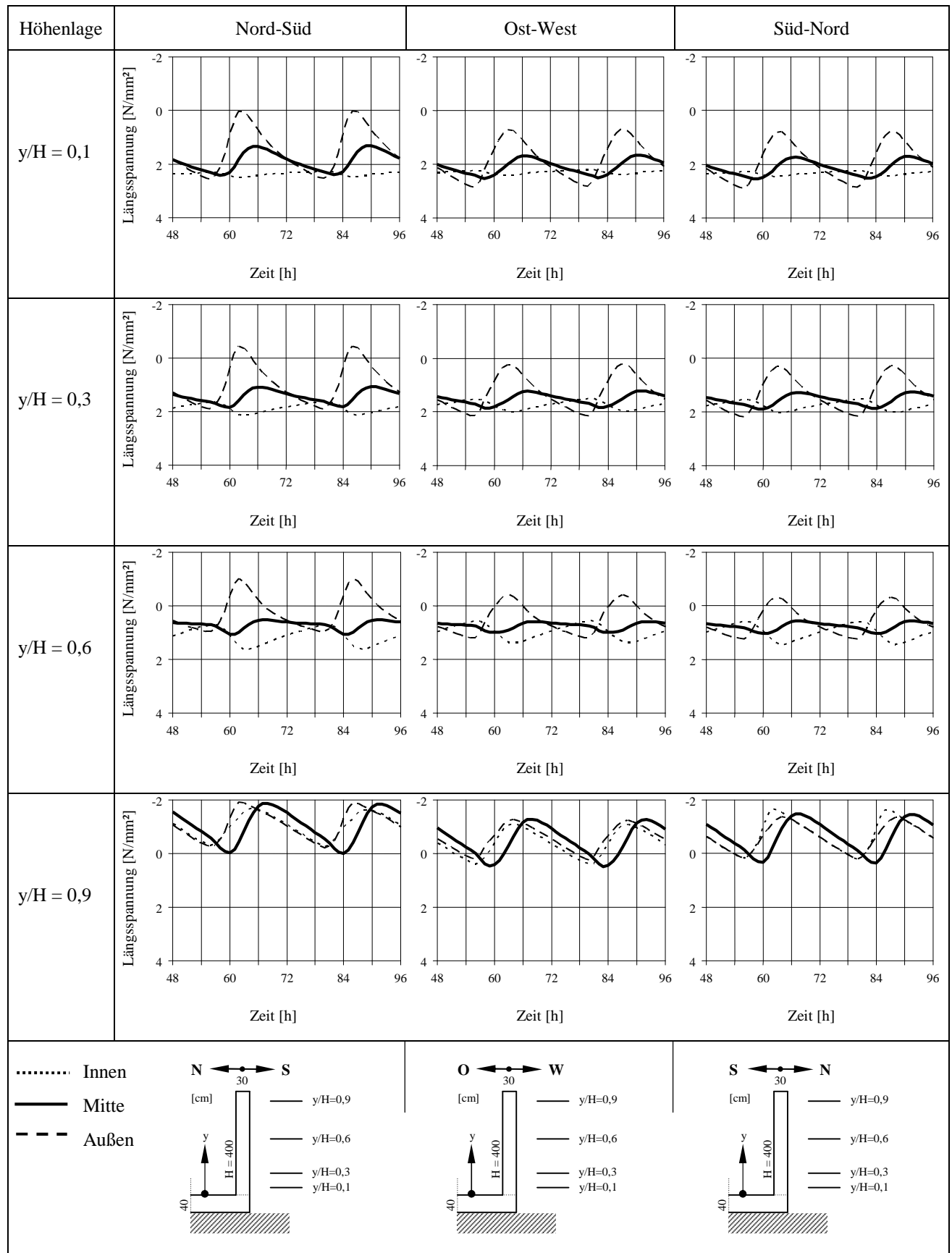
## Anhang B.7: Mittlere richtungsabhängige Windgeschwindigkeit

| mittlere monatliche Windgeschwindigkeit (Beaufort) |      |         |
|--|------|---------|
| Windrichtung                                       | Juli | Februar |
| Nord   | 2,5  | 2,8     |
| Nord-Ost   | 3,5  | 4,4     |
| Ost  | 3,0  | 3,8     |
| Süd-Ost  | 2,2  | 3,3     |
| Süd  | 2,3  | 3,4     |
| Süd-West   | 3,7  | 4,5     |
| West   | 3,7  | 4,7     |
| Nord-West  | 3,0  | 3,9     |

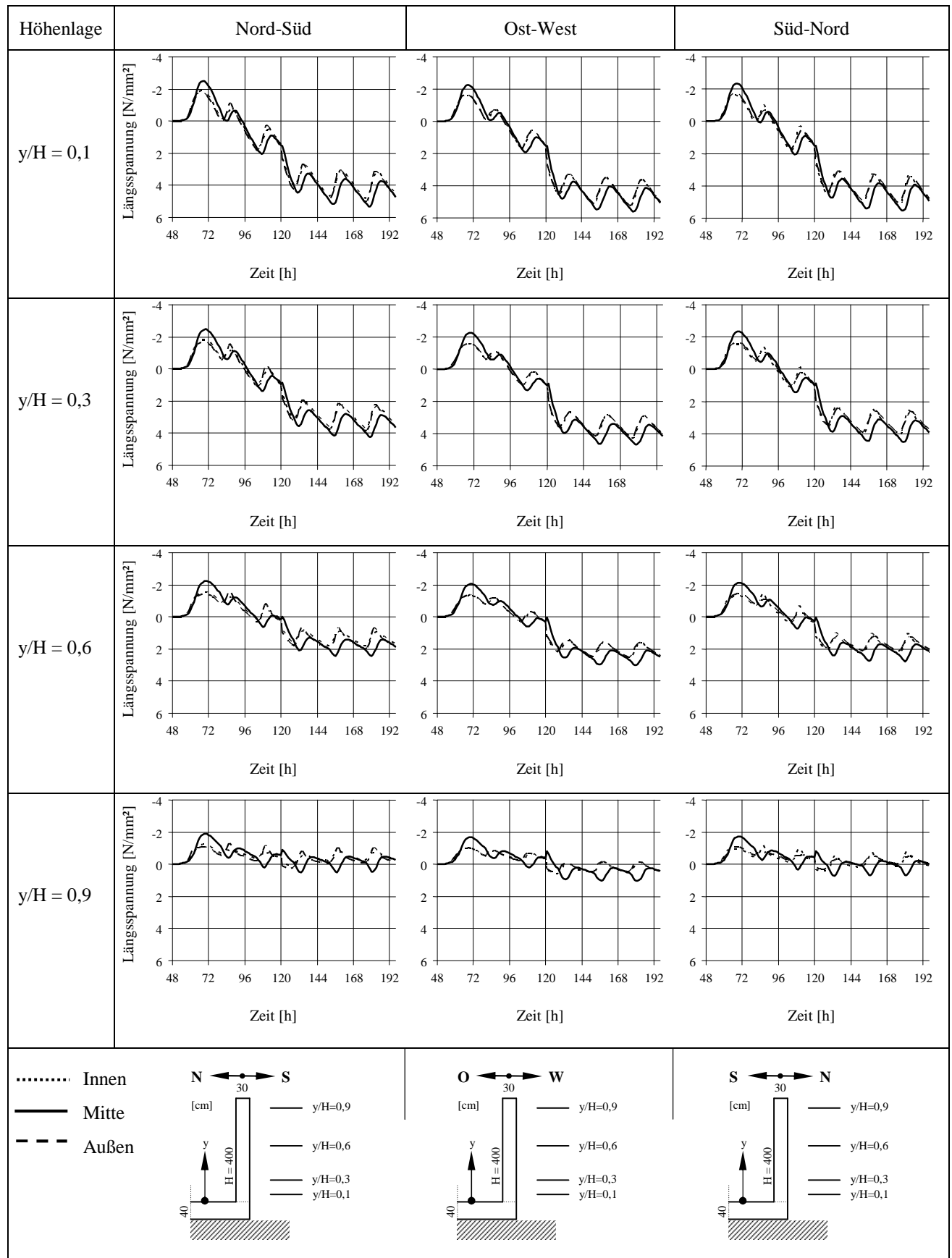
# Anhang B.8: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Sommer, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Betriebszustand, Beckentyp 1



### Anhang B.9: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Winter, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Betriebszustand, Beckentyp 1



Anhang B.10: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlicher Bauteilorientierung, Winter, HPC-B1, 80% Behinderungsgrad, Herstellungszustand, Beckentyp 1





Anhang B.11: Längsspannungsverlauf bei unterschiedlichem Wandbehinderungsgrad, Winter, HPC-B1, Herstellungszustand, Ost-West-Orientierung

